SUPERINDUSTRIA Y COMERCIO
Radicación : 01108301 [illegible] Folios: 234
Fecha (AAD): 2001-12-18 16:09:23
Trámite : 002 PATENTES D 1 REGISTRO/ 411 PRESENTAC
Dependencia: 2020 DIVISION DE NUEVAS CREACIONES

1

Industria y Comercio

01 108301 0

PETITORIO

FORMULARIO UNICO DE SOLICITUD DE PATENTE
2000-3

① **SOLICITUD DE:**

X Patente de Invención ___ Patente de Modelo de Utilidad

SOLICITANTE (71)

Nombre: 1.- NIHONKAI LNG Co. LTD
2.- MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD.
3.- JONQUIL CONSULTING INC.

IDENTIFICACION C.C. ___ NIT ___ C.E. ___ OTRO ___

Dirección: 1.- 1412-32, Higashiko 1-chome, Seiromachi, Kitakanbara-gun Número _____
2.- 5-1, Marunouchi 2-chome, Chiyoda-ku
3.- 1-30, Takaidohigashi 1-chome, Suginami-ku

Teléfono: 3132408 Fax: 3131647
E-mail:
Domicilio: 1.- NIIGATA, JAPON; 2.- TOKIO, JAPON; 3.- TOKIO, JAPON

REPRESENTANTE O APODERADO (74)

Nombre: HUMBERTO RUBIO CAMACHO
Dirección: Carrera 7 No. 74 – 64, Of. 506
Teléfono: 3132408 Fax: 3131647
E-mail:

IDENTIFICACION C.C. X NIT ___ C.E. ___ OTRO ___
No. 17'192.062 T.P. 50.007 CSJ

④ *INVENTOR(ES) (72)*

Nombre: Hajime ANZAI
Takashi TACHIKAWA
Keijiro YOSHIDA
Hiroshi SUDO
Tomomichi NAKAMURA
Shigeru OCHIAI

IDENTIFICACION C.C. ___ NIT ___ C.E. ___ OTRO ___ Número _____

Dirección: JAPON
Teléfono: 3132408 Fax: 3131647
E-mail:
Domicilio: JAPON

TITULO (54) ***"MÉTODO DE DISEÑO DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTOS, Y MEDIO DE ALMACENAMIENTO"***

Clasificación Internacional (51) _____

⑦ Prioridad	(33) País de origen	(32) Fecha	(31) Número de solicitud
SI X NO ___	JAPON	25 DE DICIEMBRE/2000	2000-393357

Para publicar a partir de la fecha de la presente solicitud a los:

6 meses ___ 12 meses X 18 meses ___ Otro ___

Comprobante de pago No. 75,158 Fecha: 29 de noviembre del 2.001
8,692 13 de febrero del 2.001.

ANEXOS

X Comprobante de pago de la tasa de presentación de la solicitud.
___ Comprobante de pago de la tasa por concepto de excedente de palabras en la publicación.
X Comprobante de pago por reivindicación de prioridad.
___ Certificado de existencia y representación legal cuando el solicitante sea persona jurídica
___ Poderes, si fuere el caso.
X Copia certificada de la primera solicitud, si se reivindica prioridad.
X Traducción simple de la primera solicitud, si se reivindica prioridad.
___ Documento de cesión del inventor al solicitante o a su causante.
X Descripción de la invención.
X Una o más reivindicaciones.
X Dibujos y/o planos necesarios.
___ De ser el caso, copia del contrato de acceso.
___ De ser del caso, documento que acredite la licencia o autorización de uso de conocimientos tradicionales de las comunidades indígenas.
___ De ser el caso, certificado de depósito del material biológico.
X Arte final 12 x 12

(11) Figura característica:

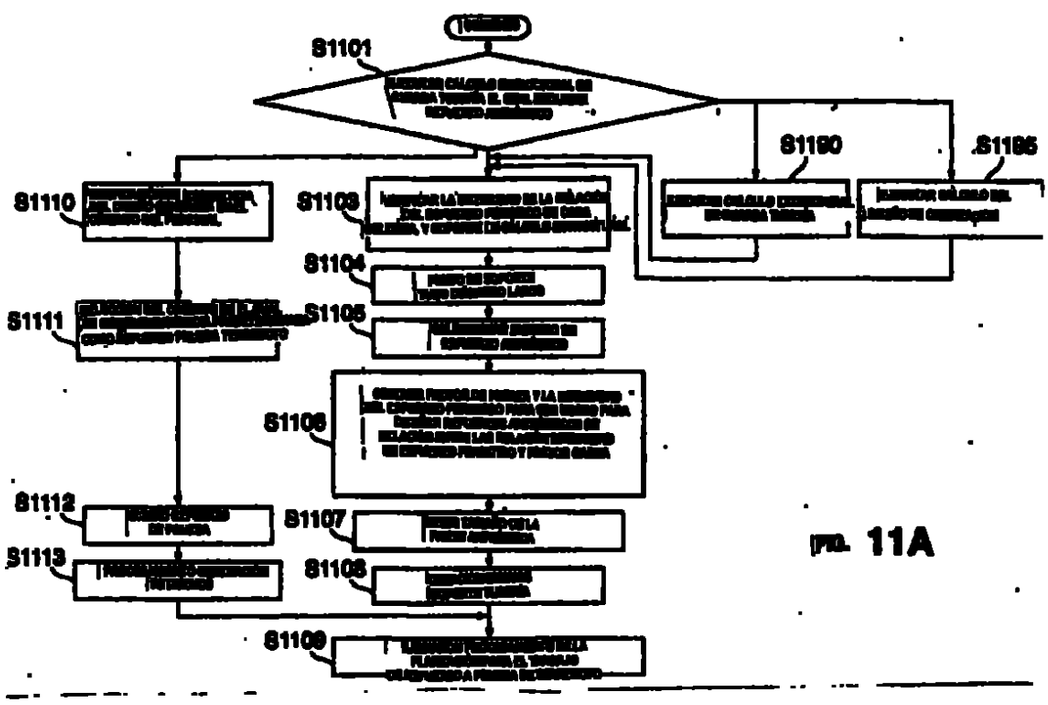


FIG. 11A

(12)

HUMBERTO RUBIO CAMACHO

FIRMA _____
C.C. 17'192.062 de Bogotá
T.P. 50.007 Consejo Superior de La Judicatura

Industria y Comercio

SUPERINTENDENCIA

PARA USO EXCLUSIVO DE
HUMBERTO RUBIO & CIA. L

SUPERINDUSTRIA Y COMERCIO
Radicacion : 01108301 00000000 Folios: 234
Fecha (UCD): 2001-12-18 16:02:23
Tramite : 002 PATENTES D 1 REGISTRO/ 411 PRESENTAC
Dependencia: 2020 DIVISION DE NUEVAS CREACIONES

NIT : 900176089-2

REGISTRO
PATENTE DE INVENCIÓN: MÉTODO DE DISEÑO DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTOS, Y MEDIO DE ALMACENAMIENTO"

RECIBO OFICIAL DE CAJA : 01 - 75.150
FECHA : NOVIEMBRE 29 DE 2001

***** C O N S I G N A C I O N *****

DEPOSITANTE	TIPO PAGO	BANCO	CUENTA	No. PAGO	FECHA PGO	Vr. PAGO
HUMBERTO RUBIO CAMACHO	CONSIGNACION	BANCO POPULAR	050-00110-6	6986851	29/11/2001	813.280.00

***** C O N C E P T O *****

CANT.	RENTISTICO	CONCEPTO	TOTAL CONCEPTO
1	50005-01-01 SOLICITUDES	1 TRAMITES DE SOL. DE PATENTE DE IN	356.640.00
		TOTAL : $	356.640.00

SON: TRESCIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL SEISCIENTOS CUARENTA PESOS

RESPONSABLE :

RECI[illegible] CAJA APLICADO AL EXPEDIENTE No.

Carrera 13 No. 27-00 Pisos 5, 7 y 10
Conmutador 382 0840
Fax 350 5220
E-mail: info@sic.gov.co
www.sic.gov.co
Bogotá, D.C., Colombia

FOLIO 3: CONTINUA APLICACION

PARA USO EXCLUSIVO DE
HUMBERTO RUBIO & CIA. LTDA

Industria y Comercio
SUPERINTENDENCIA

SUPERINDUSTRIA Y COMERCIO
Radicacion : 01100301 [illegible] Folios: 234
Fecha (AMD): 2001-12-18 16:03:23
NIT : 80017608 Tramite : 032 PATENTES D 1 REGISTRO/ 411 PREVENTIC
Dependencia: 2020 DIVISION DE NUEVAS CREACIONES

RECIBO OFICIAL DE CAJA : 01 - 8,692
FECHA : FEBRERO 13 DE 2001

PRIORIDAD PATENTE DE INVENCIÓN: MÉTODO DE DISEÑO DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTOS, Y MEDIO DE ALMACENAMIENTO"

C O N S I G N A C I O N

DEPOSITANTE	TIPO PAGO	BANCO	CUENTA	No. PAGO	FECHA PGO	Vr. PAGO
HUMBERTO RUBIO CAMACHO	CONSIGNACION	BANCO POPULAR	050-00110-6	2499163	13/02/2001	1,000,000.00

C O N C E P T O

CANT.	RENTISTICO	CONCEPTO	TOTAL CONCEPTO
1	50005-01-01 SOLICITUDES	82 INVOCACION DE UNA PRIORIDAD EN NU	100,000.00
		TOTAL : $	100,000.00

SON: CIEN MIL PESOS

RESPONSABLE : _____

RECIBO DE CAJA APLICADO AL EXPEDIENTE No._____

Carrera 13 No. 27-00 Pisos 5, 7 y 10
Conmutador: 382 0840
Fax: 350 5220
e-mail: info@sic.gov.co
www.sic.gov.co
Bogotá, D.C.,Colombia

FOLIOS 677: TRANSITAN MUCHO AUTOMÁTICO

FIG. 1A

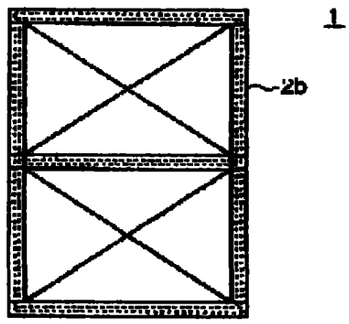


FIG. 1B

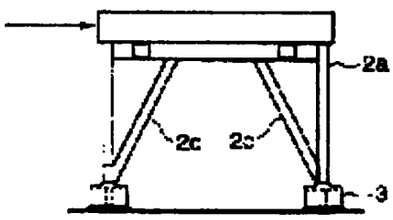


FIG. 1C

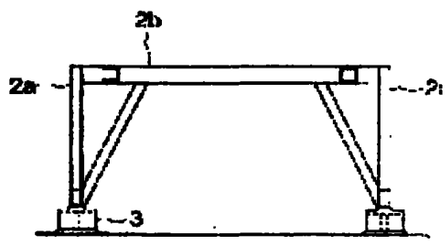


FIG. 2

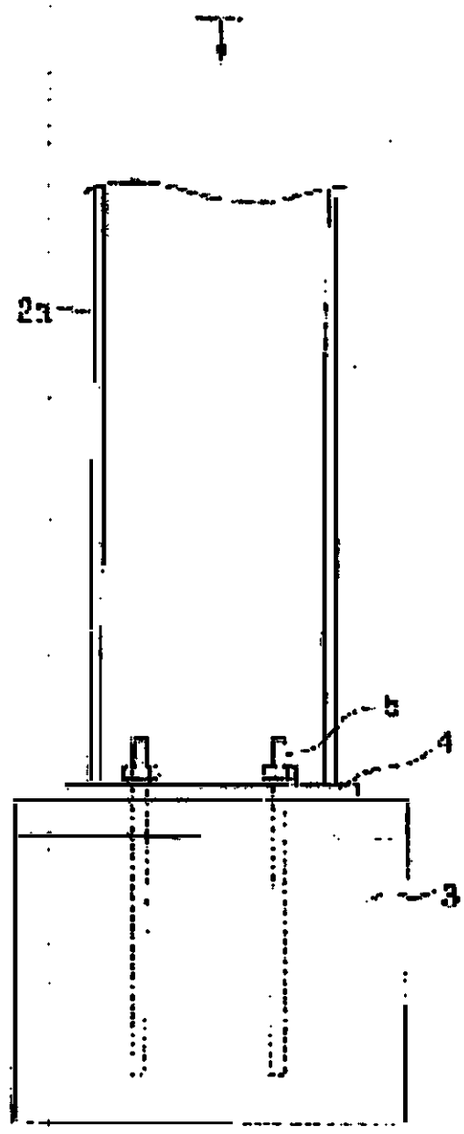


FIG. 3

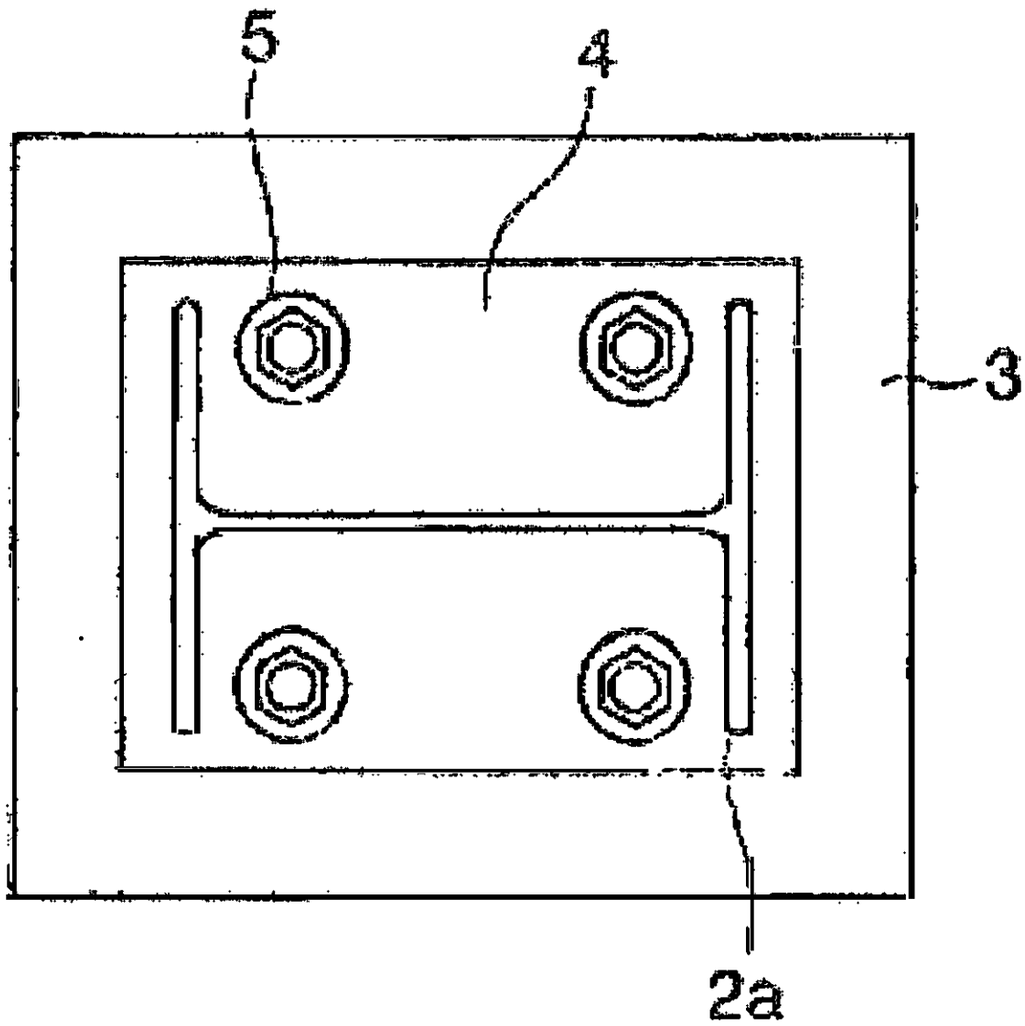


FIG. 4

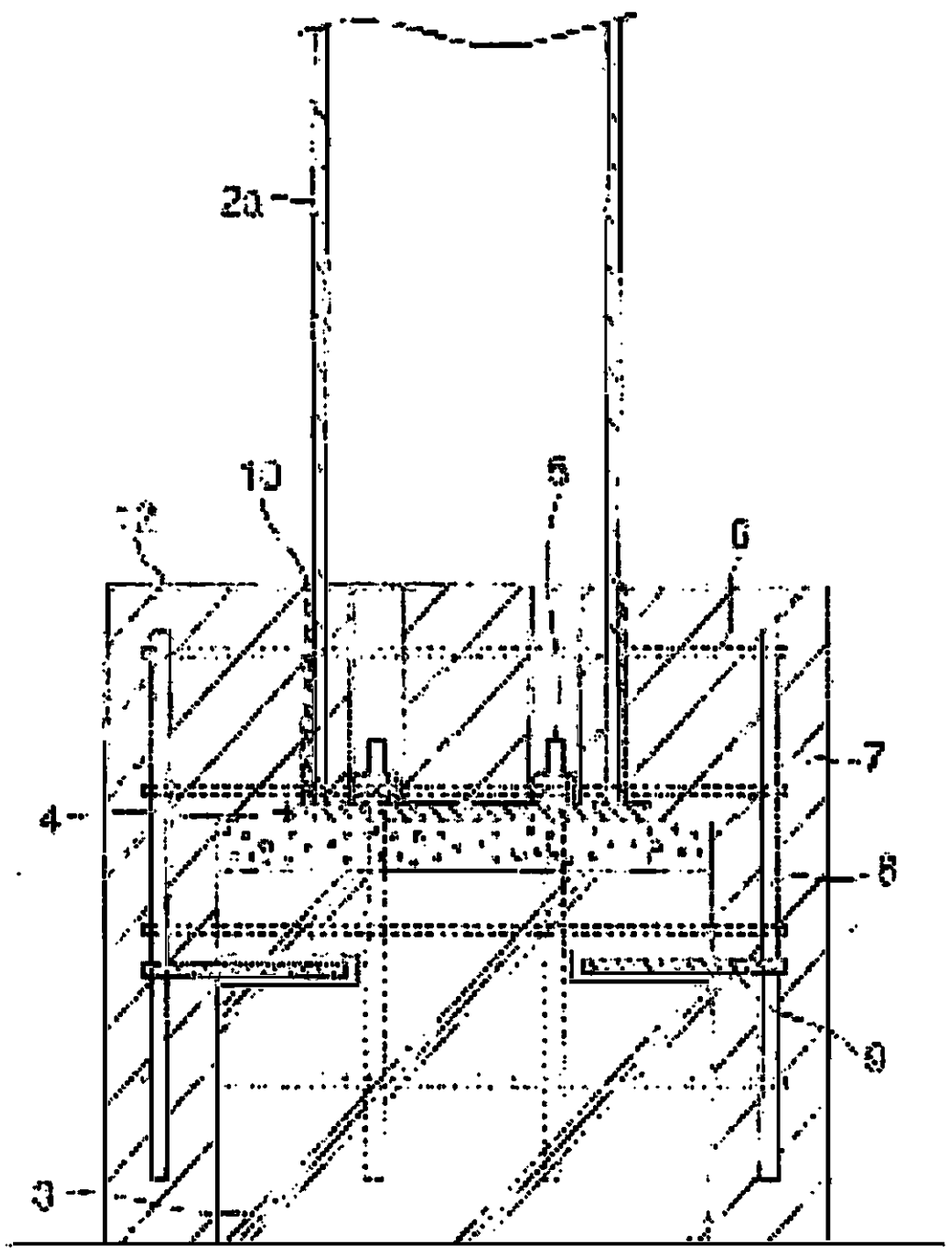


FIG. 5

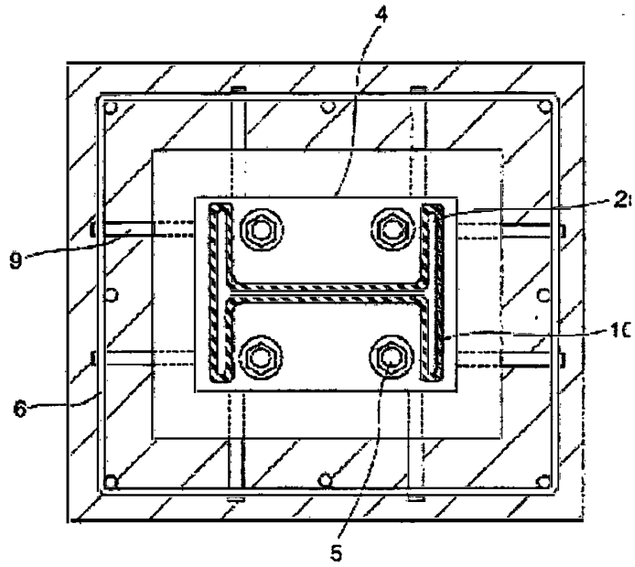


FIG. 6

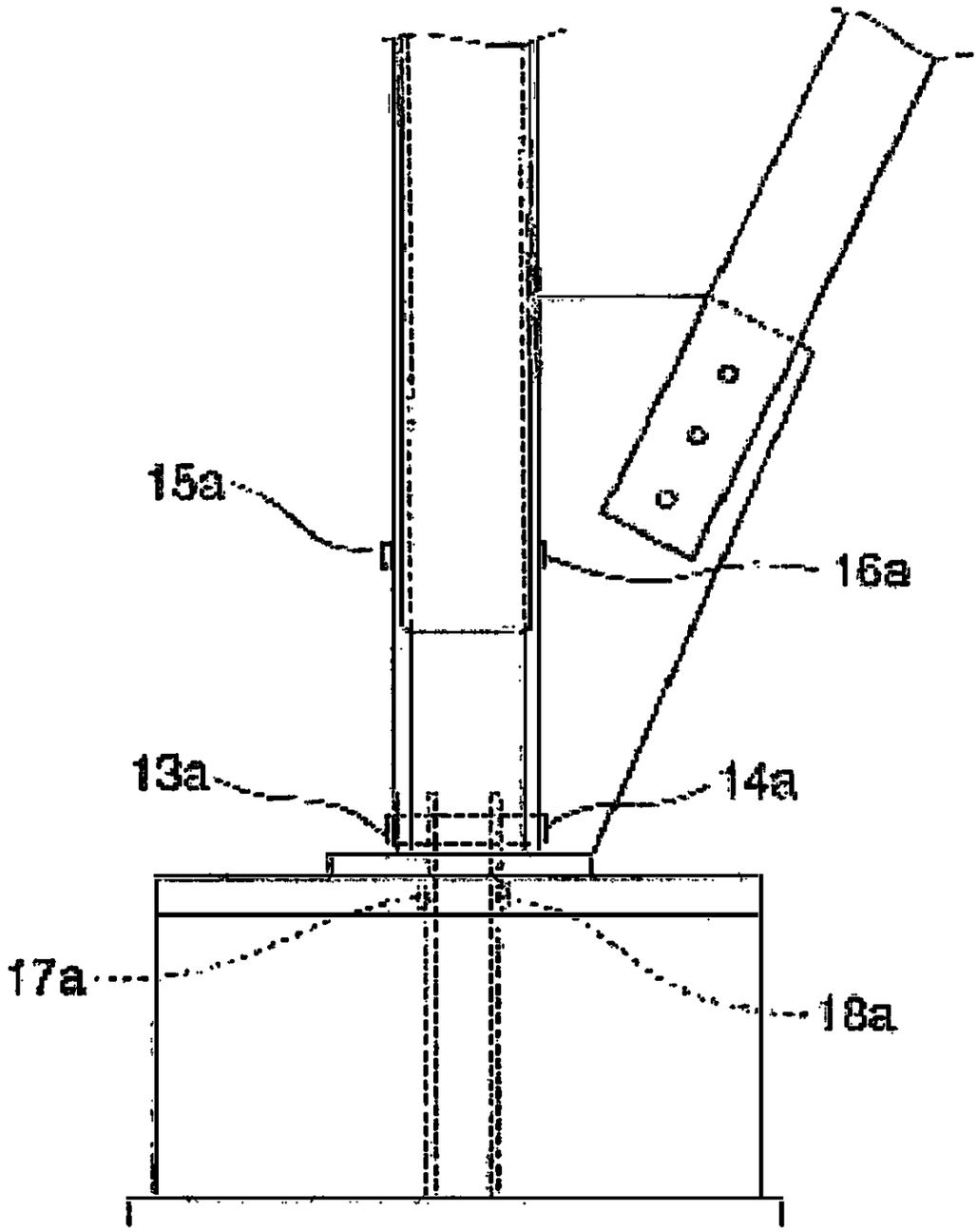


FIG. 7

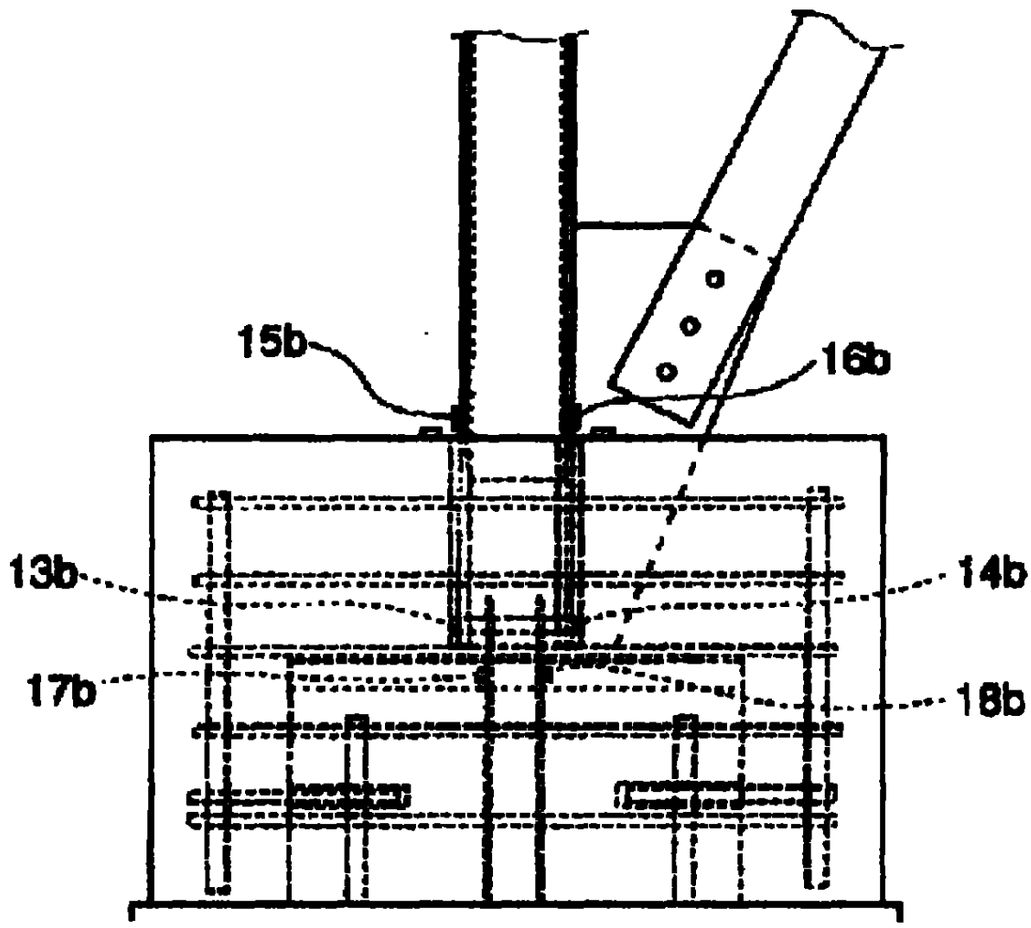
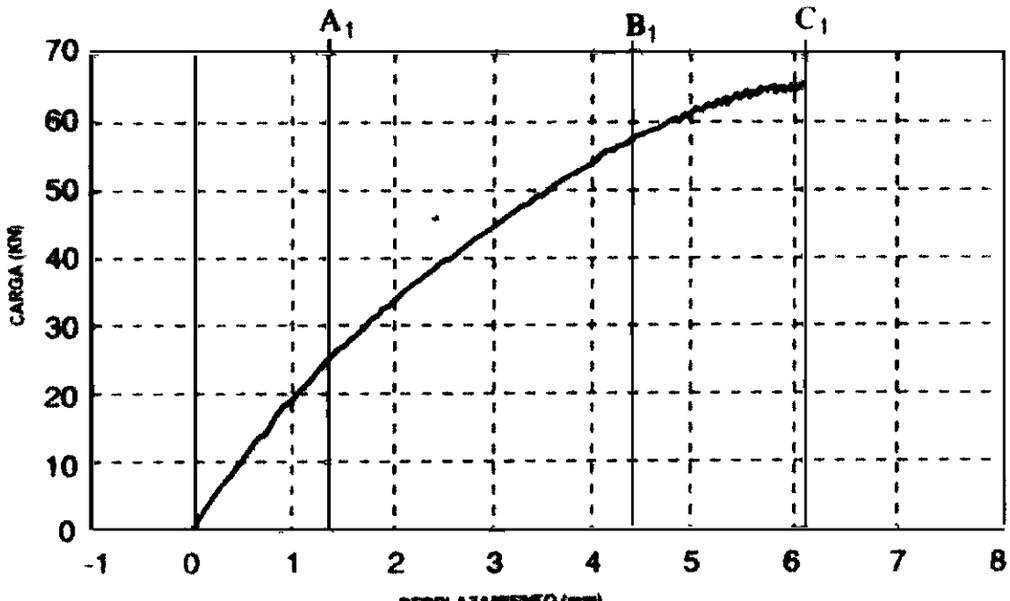
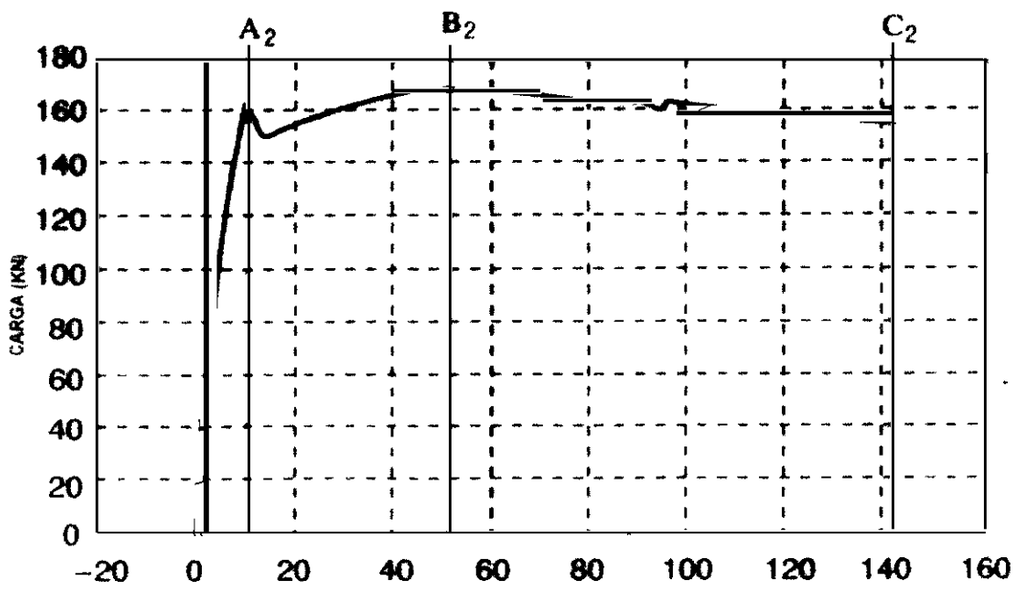


FIG. 8A



DESPLAZAMIENTO (mm)
CURVAS DE DESPLAZAMIENTO DE CARGA
(SIN ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTO)

FIG. 8B



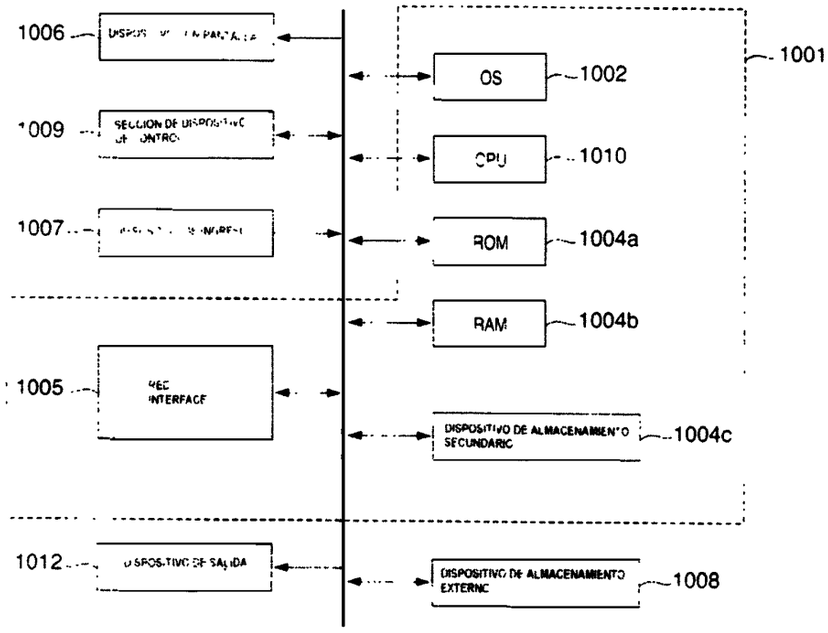
DESPLAZAMIENTO (mm)
CURVAS DE DESPLAZAMIENTO DE CARGA
(CON ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTO)

FIG. 9

COMPARACION ENTRE LOS RESULTADOS DE LA MEDICION DE DESPLAZAMIENTO. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO Y FACTOR DE DUCTILIDAD

MODELO	DESPLAZAMIENTO CEDIDO Xy(mm)	MAXIMO DESPLAZAMIENTO Xu(mm)	FACTOR DE DUCTILIDAD u
SIN ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTO	1.38	6.12	4.4
CON ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTO	10.36	142	13.7

FIG. 10


1006
1009
1007
1005
1012
OS
1002
CPU
1010
ROM
1004a
RAM
1004b
1001
DISPOSITIVO DE ALMACENAMIENTO SECUNDARIO
1004c
DISPOSITIVO DE ALMACENAMIENTO EXTERNO
1008

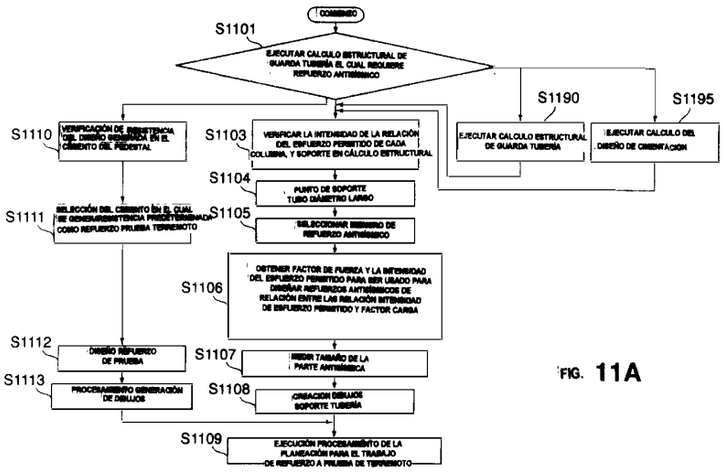

COMIENZO
S1101
EJECUTAR CALCULO ESTRUCTURAL DE GUARDA TUBERÍA EL CUAL REQUIERE REFUERZO ANTISÍSMICO
S1190
S1195
S1110
VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DEL DISEÑO REQUERIDA EN EL CIMIENTO DEL PEDESTAL
S1103
VERIFICAR LA INTENSIDAD DE LA RELACIÓN DEL ESFUERZO PERMITIDO DE CADA COLUMNA, Y SOPORTE EN CÁLCULO ESTRUCTURAL
EJECUTAR CALCULO ESTRUCTURAL DE GUARDA TUBERÍA
EJECUTAR CALCULO DEL DISEÑO DE CIMENTACION
S1104
PUNTO DE SOPORTE TUBO DIÁMETRO LARGO
S1111
SELECCIÓN DEL CIMIENTO EN EL CUAL SE OBTIENE RESISTENCIA PRESETERMINADA COMO REFUERZO PRUEBA TERREMOTO
S1105
SELECCIONAR MINIMO DE REFUERZO ANTISÍSMICO
S1106
OBTENER FACTOR DE FUERZA Y LA INTENSIDAD DEL ESFUERZO PERMITIDO PARA SER USADO PARA DISEÑAR REFUERZOS ANTISÍSMICOS DE RELACIÓN ENTRE LAS RELACIÓN INTENSIDAD DE ESFUERZO PERMITIDO Y FACTOR CARGA
S1112
DISEÑO REFUERZO DE PRUEBA
S1107
MEDIR TAMAÑO DE LA PARTE ANTISÍSMICA
S1113
PROCESAMIENTO GENERACIÓN DE DIBUJOS
S1108
CREACION DIBUJOS SOPORTE TUBERÍA
S1109
EJECUCIÓN PROCESAMIENTO DE LA PLANEACIÓN PARA EL TRABAJO DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTO

FIG. 11A

FIG. 11B

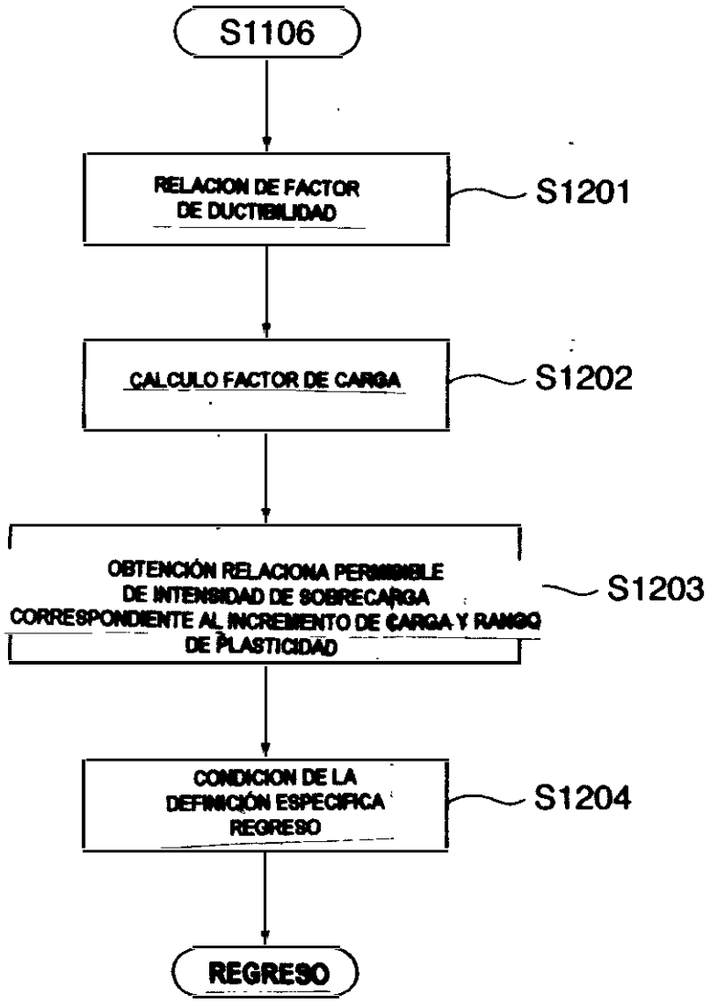
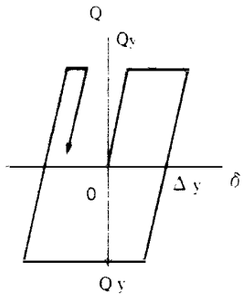
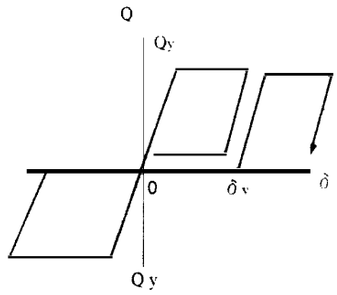

S1106
RELACION DE FACTOR DE DUCTIBILIDAD
S1201
CALCULO FACTOR DE CARGA
S1202
OBTENCIÓN RELACIONA PERMISIBLE DE INTENSIDAD DE SOBRECARGA CORRESPONDIENTE AL INCREMENTO DE CARGA Y RANGO DE PLASTICIDAD
S1203
CONDICION DE LA DEFINICIÓN ESPECIFICA REGRESO
S1204
REGRESO

FIG. 12A



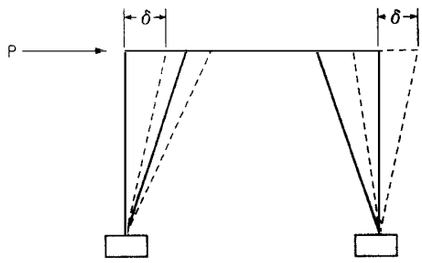
TIPO COMPLETAMENTE ELASTOPLASTICO

FIG. 12B



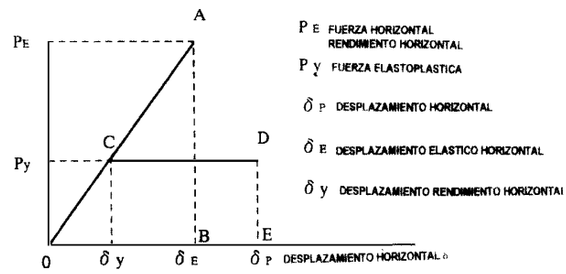
TIPO DE DESLIZAMIENTO

FIG. 13A



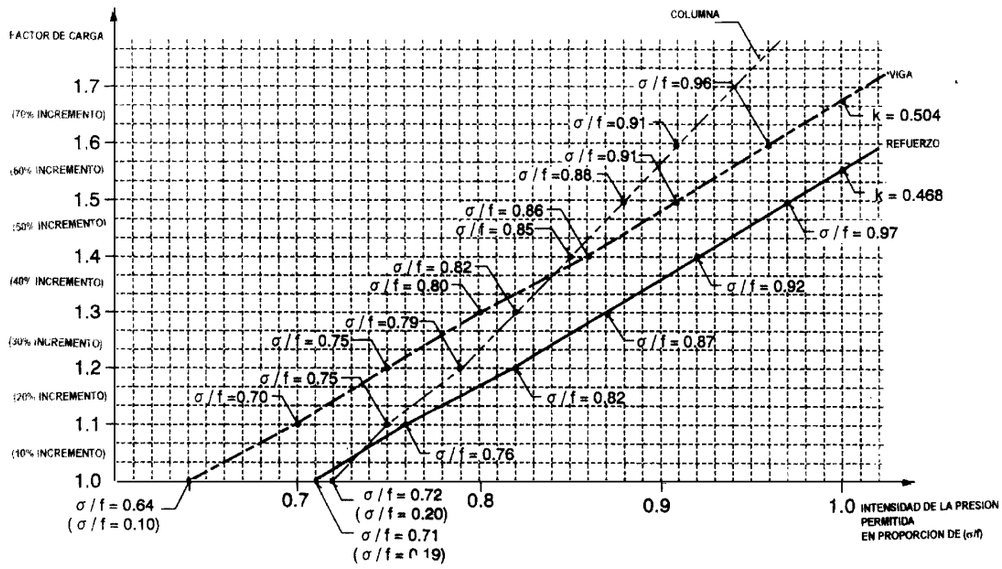
CARGA HORIZONTAL P Y DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL δ

FIG. 13B



FUERZA RESTAURADORA CARACTERISTICA DE LA ESTRUCTURA

FIG. 14


FACTOR DE CARGA
1.7
(70% INCREMENTO)
1.6
(60% INCREMENTO)
1.5
(50% INCREMENTO)
1.4
(40% INCREMENTO)
1.3
(30% INCREMENTO)
1.2
(20% INCREMENTO)
1.1
(10% INCREMENTO)
1.0
0.7
0.8
0.9
1.0
INTENSIDAD DE LA PRESION PERMITIDA EN PROPORCION DE (σ/f)
COLUMNA
VIGA
REFUERZO
k = 0.504
k = 0.468
σ / f =0.96
σ / f =0.91
σ / f =0.91
σ / f =0.88
σ / f = 0.86
σ / f = 0.85
σ / f = 0.97
σ / f = 0.82
σ / f = 0.80
σ / f = 0.92
σ / f =0.79
σ / f = 0.75
σ / f = 0.87
σ / f = 0.75
σ / f =0.70
σ / f = 0.82
σ / f = 0.76
σ / f = 0.64
(σ / f = 0.10)
σ / f = 0.72
(σ / f = 0.20)
σ / f = 0.71
(σ / f = 0.19)

REJILLA DE TUBERIA

INTENSIDAD SISMICA HORIZONTAL EN TERREMOTOS K = 0,3

CODIGO	NOMBRE	F		lb (cm)	C	lb (cm)		TERMINO LARGO (tm. t)	TERREMOTO (tm. t)	TERMINO CORTO (tm. t)	TERMINO LARGO	TERMINO CORTO
X3G1	H − 400 * 200 * 8 * 13	2. 4	L	335	1. 00	1. 60	ML	8. 87	9. 14	18. 01	. 47	. 63
	Z = 1190. 0		C	330	1. 00	1. 60	MC	6. 78		6. 78	. 36	. 24
	Aw = 32. 0		R	335	1. 00	1. 60	MR	8. 12	9. 14	17. 26	. 43	. 61
						0. 92	QL	8. 36	1. 83	10. 19	. 33	. 27
						0. 92	QR	6. 02	1. 83	7. 85	. 24	. 21
X3G1	H − 346 * 174 * 6 * 9	2. 4	L	335	1. 00	1. 35	ML	6. 69	. 39	7. 08	. 78	. 55
	Z = 641. 0		C	330	1. 00	1. 36	MC	4. 32		4. 32	. 50	. 33
	Aw = 20. 76		R	335	1. 00	1. 35	MR	6. 53	. 39	6. 92	. 76	. 54
						0. 92	QL	4. 39	. 32	4. 71	. 27	. 19
						0. 92	QR	4. 35	. 32	4. 67	. 27	. 19
Y3G1	H − 350 * 175 * 7 * 11	2. 4	L	300	1. 00	1. 60	ML	5. 17	2. 01	7. 18	. 42	. 39
	Z = 775. 0		C	400	1. 00	1. 28	MC	3. 53		3. 53	. 37	. 24
	Aw = 24. 5		R	200	1. 00	1. 60	MR	8. 93	1. 51	10. 44	. 72	. 57
						0. 92	QL	2. 90	. 41	3. 31	. 15	. 11
						0. 92	QR	5. 81	. 33	6. 14	. 30	. 21
X2G1	H 250 * 250 * 9 * 14	2. 4	L	335	1. 00	1. 60	ML	2. 10	11. 04	13. 14	. 16	. 64
	Z = 867. 0		C	330	1. 00	1. 60	MC	1. 76		1. 76	. 13	. 09
	Aw = 22. 5		R	335	1. 00	1. 60	MR	2. 07	11. 04	13. 11	. 15	. 63
						0. 92	QL	1. 79	6. 97	8. 76	. 10	. 33
						0. 92	QR	1. 57	6. 97	8. 54	. 09	. 32

NOTA: LOS SIMBOLOS DE LA TABLA SON

M − MOMENTO DE FLEXION
Q − FUERZA CORTANTE
lb − LONGITUD DEFORME
fb − ESFUERZO DE FLEXION PERMITIBLE
fs − ESFUERZO CORTANTE PERMITIBLE

FIG. 15

MÉTODO DE DISEÑO DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTOS, Y MEDIO DE ALMACENAMIENTO

CAMPO DEL INVENTO

El presente invento se relaciona con un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremotos para un soporte de tubería, que soporta tubos para el transporte de energía, utilizado en plantas tàles como las de instalaciones de almacenamiento de natural gas (LNG), y con un medio de almacenamiento que almacena un módulo de un programa para hacer que un computador ejecute el análisis.

ANTECEDENTES DEL INVENTO

La humanidad ha sufrido profundamente por los terremotos. Incluso en los últimos años, el Gran Terremoto de Hanshin-Awaji (Japón), el Terremoto Izmit (Turquía), el Terremoto Chichi (Taiwán), y otros similares dañaron las líneas vitales de los servicios públicos. Especialmente, en el Gran Terremoto de Hanshin-Awaji, se necesitaron tres días para recuperar la electricidad, y varios meses para el gas de la ciudad. Esto hizo que la gente se diera cuenta de que era necesario un examen extenso sobre la seguridad de los servicios públicos. Recientemente, aprovechando las lecciones dadas, por ejemplo, por la destrucción de autopistas en el Gran Terremoto de Hanshin-Awaji, se examinaron varios métodos de refuerzo a prueba de terremotos para mejorar la fortaleza de las construcciones en caso de terremoto, incluyendo los edificios existentes y las estructuras construidas bajo el antiguo estándar de diseño a prueba de terremotos, suponiendo un terremoto más grande.

Por ejemplo, se han propuestos como métodos para reforzar a prueba de terremotos para las estructuras existentes de concreto reforzado en armazones de acero, un método para combar las estructuras de concreto reforzado, un método para combar

una barra reforzada y para colocar, además, concreto para mejorar la fortaleza de un componente de una columna, un método de diseño de combadura de una placa de acero para reforzar un componente de una columna, y otros similares.

Sin embargo, en las técnicas de diseño convencional aplicadas a soportes de tuberías y similares, los componentes tales como vigas, columnas, o abrazaderas se seleccionan sin tomar una máxima carga (verdadera resistencia) hasta que el soporte de la tubería viene finalmente a ser considerado. Es decir, para la relación entre una estructura y una fuerza externa que la estructura debería resistir, se puede seleccionar un componente con o sin una resistencia suficiente, y reflejarse en la evaluación cuantitativa en la etapa de diseño.

Como un problema en el método de refuerzo convencional a prueba de terremoto para estructuras de soporte, cuando se conectan rígidamente una base de columna de acero y un cimiento uniendo un ajuste de refuerzo a la parte de unión entre la columna y una viga en el extremo inferior de la columna de acero o aplicando concreto reforzado con cimiento de pedestal, el método de soporte de la base de la columna del cimiento cambia desde el soporte de clavija hasta una condición fija, y se transmite una fuerza cortante o momento flexor al cimiento a través de una nueva interfaz entre la base de la columna y el ajuste de refuerzo o el concreto reforzado. La fuerza cortante o momento flexor transmitido a los cimientos se incrementa con el incremento en la magnitud de una fuerza sísmica. Por lo tanto, si la base de la columna de acero y el cimiento mismo no pueden resistir una fuerza mayor que la intensidad de la resistencia permitido, se pueden romper.

El diseño convencional de resistencia para un cimiento asegura un factor de seguridad suficiente contra una fuerza axial (una carga que actúa en la dirección axial de un componente), aunque el factor de seguridad contra un momento flexor no tiene un margen suficiente comparado con el de una fuerza axial. Por lo tanto, cuando la

sobrecarga permisible de un cimiento tiene algún margen, se puede utilizar preferiblemente el método de refuerzo para prueba de terremotos de aplicar una lámina de cubierta a una columna o viga. Sin embargo, cuando la sobrecarga permisible de un cimiento está diseñada con el margen del título, no es preferible el método de reforzar simplemente una columna o una viga utilizando una lámina de cubierta.

En el diseño convencional del soporte de tuberías, los componentes tales como vigas, columnas o abrazaderas se seleccionan sin tomar una carga máxima (verdadera resistencia) hasta que el soporte de la tubería finalmente se toma en consideración. Es decir, para la relación entre una estructura de soporte y una carga que la estructura debe resistir, se pueden en consecuencia seleccionar y mezclar los componentes que tienen una resistencia suficiente con los componentes que no tienen ninguna resistencia suficiente, y la evaluación cuantitativa para la condición de la carga y la selección de los componentes en consideración a las situaciones no se refleja en la etapa de diseño hasta que todo el soporte de la tubería se derrumbe.

Además, es muy importante para estructurar el diseño, hacer una estimación cuantitativa de la máxima carga de un soporte de tubería cuyo desempeño de prueba contra terremotos se mejora mediante la extensión de la región elástica y la región de deformación plástica con el refuerzo a prueba de terremotos. Sin embargo, es difícil evaluar cuantitativamente este factor, y esta evaluación ha sido hecha con base en la experiencia del diseñador.

RESUMEN DEL INVENTO

En el presente invento, como método de refuerzo a prueba de terremoto, en el refuerzo de la base de un componente de una columna situada en los cimientos de un soporte de tubería mediante un componente de concreto con cimiento de pedestal, se aplica una estructura de refuerzo a prueba de terremoto que usa concreto con cimiento de pedestal para un componente de una columna al soporte de la tubería, en el cual se suministra una parte de amortiguación entre la base de la columna y el componente de concreto con cimiento de pedestal, y se reduce el momento de flexión generado en la base por una fuerza externa por una parte de amortiguación, de forma tal que éste difícilmente se transmite al cimiento, reduciendo de esta forma el momento flexor que el componente del cimiento recibe como consecuencia.

Un objeto del presente invento es el de suministrar un método de análisis de diseño de evaluación, sobre la base de una relación de factor de ductilidad, del grado de carga que puede ser cubierto por un soporte de tubería que tiene una estructura de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza concreto con cimiento de pedestal, obteniendo cuantitativamente la relación entre un factor de carga (intensidad sísmica) que representa un incremento en la carga y en la relación de intensidad de sobrecarga permisible (□/f) para cada componente, la columna, la viga y la abrazadera como elementos del soporte de una tubería, y especificando la máxima carga con la cual cada elemento o la estructura completa se rompe según condiciones de diseño dadas, y un medio de almacenamiento que almacena un módulo de programa, para hacer que un computador ejecute el análisis.

Con el fin de lograr el objeto anterior, un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto y un medio de almacenamiento de acuerdo con el presente invento se caracterizan principalmente por los siguientes arreglos.

Esto es, un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizada por comprender:

La etapa de selección, en la cual se selecciona un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación de intensidad de sobrecarga permisible del componente;

La relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

La etapa de cálculo, en la cual se calcula el factor de carga de un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación de factor de ductilidad establecida;

El cálculo de una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

La etapa de especificación en la cual, cuando la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga se define como un valor máximo, se especifica un rango como máxima carga en la cual el componente seleccionado se derrumba.

En el método de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, la relación de factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto que tiene una parte de amortiguación arreglada entre una base de un componente de una columna y un componente de refuerzo utilizando concreto con cimiento de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es preferiblemente no menor de 3.0.

prueba de terremoto formada por un componente principal y componente de refuerzo para reforzar el componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los respectivos componentes, y cuando la máxima carga de un componente principal es mayor que la de un componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

En el método de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, preferiblemente, el componente principal comprende una viga o componente de columna, y el componente de refuerzo comprende un componente de abrazadera.

Un medio de almacenamiento que almacena un módulo de programa que hace que un computador ejecute un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, que comprende:

Un módulo de selección para seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

Un módulo de fijación de la relación de factor de ductilidad para fijar una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

Un módulo de cálculo de factor de carga para calcular un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa en el componente seleccionado, sobre la base de la relación de factor de ductilidad fijada;

Un módulo de cálculo para calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

Una etapa de especificación para, cuando la relación permisible calculada de intensidad de sobrecarga es definida como un valor máximo, especificar el correspondiente

incremento en carga en el rango de plasticidad como una máxima carga en la cual el componente seleccionado se derrumba.

En el medio de almacenamiento, el valor máximo de la relación permisible de intensidad de sobrecarga es preferiblemente 1.0.

En el medio de almacenamiento, la relación del factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto que tiene una parte de amortiguación arreglada entre la base de un componente de una columna y el componente de refuerzo que utiliza concrete con cimiento de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es preferiblemente no menor que 3.

En el medio de almacenamiento, preferiblemente en el módulo de selección, se ejecuta el procesamiento de la selección del componente utilizando una carga de un objeto soportado por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto como condición para la selección de un componente.

En el medio de almacenamiento, preferiblemente en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada por diversos tipos de componentes, se comparan las cargas máximas especificadas para los respectivos componentes, y se especifica una mínima carga máxima de las máximas cargas como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

En el medio de almacenamiento, preferiblemente en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada por un componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y cuando la máxima carga de la componente principal es mayor que la del componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

Un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, que comprende las etapas de:

Diseño de componentes seleccionados sobre la base de una carga máxima especificada por el anterior método de análisis de diseño, y

Diseño de refuerzo a prueba de terremoto mediante el suministro de una parte de amortiguación entre la base de un componente de una columna de los componentes diseñados y seleccionados, y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, que refuerza la base.

Otras características y ventajas del presente invento aparecerán a partir de la siguiente descripción tomada junto con los dibujos acompañantes, en los cuales los caracteres similares de referencia designan las mismas partes o partes similares a lo largo de las figuras de éstas.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS DIBUJOS

Los dibujos acompañantes, que se incorporan a este documento y constituyen una parte de la especificación, ilustran incorporaciones del invento y, junto con la descripción, sirven para explicar los principios del invento.

La Fig. 1A es una vista en planta de la estructura completa de un soporte de tubería formado por columnas de acero antes del refuerzo;

La Fig. 1B es una vista frontal de la estructura completa del soporte de tubería antes del refuerzo;

La Fig. 1C es una vista lateral de la estructura completa del soporte de tubería antes del refuerzo;

La Fig. 2 es una vista ampliada que muestra una superficie del lado del extremo inferior de una base sin reforzar, de la columna del soporte de tubería 1;

La Fig. 3 es una vista que muestra la parte de adhesión del extremo inferior de la base de la columna que se muestra en la Fig. 2 cuando se mira desde la dirección de la flecha de la Fig. 2;

La Fig. 4 es una vista ampliada de la base de la columna del soporte de tubería 1, que se refuerza con una estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal;

La Fig. 5 es una vista seccional de la base de la columna del soporte de tubería 1, que es reforzado por la estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, cuando se ve desde la dirección de la flecha en la Fig. 4;

La Fig. 6 es una vista que muestra las posiciones fijadas en las escalas de medición de deformación de un alambre 13a a 18ª, fijadas en la base de la columna del soporte de tubería 1 utilizado para un examen de prueba de terremoto antes del refuerzo;

La Fig. 7 es una vista que muestra las posiciones fijadas en las escalas de medición de deformación de alambres 13b a 18b, fijadas en la base de la columna del soporte de tubería 1 utilizado para un examen de prueba de terremoto luego del refuerzo;

La Fig. 8A es una gráfica que muestra una curva de desplazamiento de una carga obtenida por una prueba de carta estática para un modelo A que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto;

La Fig. 8B es una gráfica que muestra una curva de desplazamiento de una carga obtenida por una prueba de carta estática para un modelo B que tiene una estructura de refuerzo a prueba de terremoto;

La Fig. 9 es una tabla que muestra el resultado de la prueba de carta estática, es decir, la comparación entre los resultados de la medición del desplazamiento (desplazamiento cedido x_y) hasta las cesiones de la estructura de soporte y el desplazamiento (desplazamiento máximo x_u) hasta que la estructura de soporte se derrumba y el factor de ductilidad □ (= x_u/x_y);

La Fig. 10 es un croquis de ensamblaje que muestra el arreglo esquemático de un aparato de procesamiento de información conectado a una red;

La Fig. 11A es un diagrama de flujo para explicar la etapa de procesamiento del método de refuerzo a prueba de terremoto de acuerdo con una incorporación del presente invento;

La Fig. 11B es un diagrama de flujo para explicar la etapa detallada de procesamiento del método de refuerzo a prueba de terremoto de acuerdo con una incorporación del presente invento;

La Fig. 12A es una vista que muestra completamente la elastodeformación plástica en la fuerza de restauración característica de la estructura de un armazón;

La Fig. 12B es una vista que muestra la deformación de derrumbe en la fuerza de restauración característica de la estructura de un armazón;

La Fig. 13A es una vista que muestra un desplazamiento (□) generado cuando una carga horizontal (P) actúa en una estructura;

La Fig. 13B es una vista para explicar la relación con la cual la energía elástica y la energía elastoplástica son almacenadas (el área de una fuerza de restauración elástica △ OAB es igual a la de una fuerza de restauración elastoplástica □ OCDE);

La Fig. 14 es una gráfica para explicar la relación entre un factor de carga y una relación permisible de intensidad de sobrecarga para un componente seleccionado; y

La Fig. 15 es una tabla que muestra el contenido de una base de datos de características de componentes.

DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA INVENCION

Ahora se describirán en detalle las incorporaciones preferidas del presente invento, de acuerdo con los dibujos acompañantes.

< Descripción de la Estructura de Refuerzo a Prueba de Terremoto>

Se describirá un método de refuerzo a prueba de terremoto para ser aplicado a un soporte de tubería con referencia a los dibujos acompañantes. Las Figs. 1A a 1C son vistas que muestran la estructura completa de un soporte de tubería 1 antes del refuerzo. La Fig. 1A es una vista de planta del soporte de tubería 1 formado por columnas de acero 2a (por ej., H acero), la Fig. 1B es una vista frontal del soporte de tubería 1, y la Fig. 1C es una vista lateral del soporte de tubería 1. Cada columna de acero 2a se sitúa sobre un cimiento 3, como se muestra en las Figs. 1B y 1C. Se fija una viga 2b entre dos columnas 2a, que se refuerzan con componentes de abrazadera 2c.

La Fig. 2 es una vista ampliada que muestra una superficie del lado del extremo inferior de una base no reforzada de la columna del soporte de tubería 1. La Fig. 3 es una vista que muestra la parte de adhesión del extremo inferior de la base de la columna que se muestra en la Fig. 2 cuando se ve desde la dirección de la flecha de la Fig. 2. Las Figs. 2 y 3 muestran un estado en el cual la columna no reforzada de acero 2a es soldada a una lámina de base 4 y conectada al cimiento 3 mediante tornillos de anclaje 5.

La Fig. 4 es una vista ampliada de la base de la columna del soporte de tubería 1, que se refuerza con una estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal.

La Fig. 5 es una vista seccional de la base de la columna del soporte de tubería 1, que se refuerza con la estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, cuando se ve desde la dirección de la flecha en Fig. 4. A continuación se describirá un

procedimiento de formación de estructura de refuerzo a prueba de terremoto (parte de concreto 12 con cimiento de pedestal) sobre el cimiento del soporte de tubería con referencia a la Fig. 4.

La parte de concreto 12 con cimiento de pedestal se forma colocando tornillos de anclaje 9 para fijar la parte de concreto 12 con cimiento de pedestal al cimiento 3, y colocando tapas 8 de refuerzo y aros de barra de hierro 6 arreglados alrededor del cimiento 3, arreglando luego una forma para hacer un vacío predeterminado 10 alrededor de la columna de acero 2a, y finalmente vertiendo concreto. Luego, la forma enterrada alrededor de la columna de acero 2a es removida para formar el vacío 10 alrededor de la columna de acero 2a. El vacío obtenido así 10 se llena con un llenador predeterminado seleccionado (por ej., caucho de aislamiento de la vibración), formando de esta manera una estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal.

<Soporte de tubería Reforzado por Estructura de refuerzo a prueba de terremoto>

<Evaluación del Desempeño a prueba de Terremoto >

Para verificar el efecto del refuerzo del soporte de tubería 1 que tiene la estructura de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza concreto con cimiento de pedestal, se realizó una prueba de carga estática aplicando una carga estática a un soporte que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto (que en adelante se denominará "modelo A") y un soporte que tiene una estructura de refuerzo a prueba de terremoto (que en adelante se denominará "modelo B") para obtener la resistencia (máxima resistencia) más allá del punto de deformación de componentes tales como una varilla, una abrazadera y una columna.

Esta prueba será descrita con referencia a las Figs. 6 y 7.

La Fig. 6 es una vista que muestra las posiciones fijadas en las escalas de medición de deformación de alambres 13a a 18a fijadas en la base de la columna del soporte de

tubería 1 utilizado para el examen de prueba de terremoto antes del refuerzo. La Fig. 7 es una vista que muestra las posiciones fijadas de las escalas de medición de deformación 13b a 18b fijadas en la base de la columna del soporte de tubería 1 utilizado para un examen de prueba de terremoto luego del refuerzo. Se aplica una carga estática P horizontalmente a las vigas del modelo A, como se muestra en la Fig. 1B, y se mide el desplazamiento generado cuando la carga P se incrementa gradualmente en las escalas de medición de deformación. También se le aplica la carga P a la misma posición del modelo B.

<Comparación entre el Desplazamiento cedido, el Desplazamiento máximo y el Factor de ductilidad>

Las Figs. 8A y 8B muestran curvas de desplazamiento de carga de los modelos A y B obtenidas en la prueba de carga estática. Como se supuso en esta prueba, en el modelo A, que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto, se incrementó gradualmente la tensión sobre cada componente por medio de la carga, y los tornillos de anclaje excedieron el punto de deformación con una carga de 25 (kN) (punto A_1 en la Fig. 8A) y entraron en una región plástica a una carga de 58 (kN) (punto B_1 en la Fig. 8A). Se confirmó que la máxima resistencia del soporte de tubería sin estructura de refuerzo a prueba de terremoto fue determinada por la fuerza de los tornillos de anclaje.

Por otra parte, en el modelo B, que tenía una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, se confirmó que los componentes excedieron el punto de deformación, debido a la carga en el orden de las abrazaderas del lado de la compresión y de las vigas y columnas en la dirección de la carga.

Las abrazaderas de compresión excedieron la región plástica a una carga de 160 kN) (punto A_2 en la Fig. 8B). Después de esto, a medida que continuó la carga, solo se

incrementó el desplazamiento, y las abrazaderas se combaron completamente a una carga de 170 (kN).

Como la fuerza de los tornillos de anclaje fue incrementada por el concreto con cimiento de pedestal en el cimiento de pedestal (Fig. 4), y las columnas y las vigas fueron reforzadas por láminas, las abrazaderas del lado de la compresión se combaron primero. Las abrazaderas se rompieron a un desplazamiento de 142 (mm) (punto C_2 en la Fig. 8B). Este es el punto de derrumbe del modelo B.

De acuerdo con las curvas que se muestran en las Figs. 8A y 8B, el punto de deformación no es notorio para el modelo A (Fig. 8A) que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto, mientras el punto de deformación es notorio para el soporte que tiene la estructura de refuerzo a prueba de terremoto (Fig. 8B), es decir, la característica hasta la ruptura final es obviamente diferente de la Fig. 8A.

La Fig. 9 es una tabla que muestra el resultado de una prueba de carga estática, es decir, la comparación entre los resultados de la medición del desplazamiento (desplazamiento cedido x_y) hasta que la estructura de soporte cede y el desplazamiento (desplazamiento máximo x_u) hasta que la estructura de soporte se derrumba, y el factor de ductilidad μ ($= x_u/x_y$) como la relación del desplazamiento cedido sobre el desplazamiento máximo. En relación con la Fig. 9, el factor de ductilidad del modelo B con estructura de refuerzo a prueba de terremoto es aproximadamente tres veces el de la estructura (modelo A) que no tiene estructura de refuerzo (13.7/4.4 = 3.11). La relación del factor de ductilidad será denominado "relación de factor de ductilidad".

La relación de factor de ductilidad de una estructura con estructura de refuerzo a prueba de terremoto significa una magnificación de la deformación, para una estructura que no tiene estructura de refuerzo, en la cual la estructura se puede deformar

(incluyendo tanto la región elástica como la región de deformación plástica). Que la relación de factor de ductilidad se incremente a tres veces físicamente significa que se requiere una energía tres veces mayor (el área de una parte rodeada por la curva de desplazamiento de la carga) hasta que la estructura es deformada por una carga y se derrumba, es decir, la dificultad en el derrumbamiento de la estructura se incrementa hasta tres veces.

Las Figs. 8A y 8B muestran los desplazamientos obtenidos por una carga estática. Un desplazamiento por una vibración aplicada dinámicamente es menor que el desplazamiento por la prueba de carga estática. Esto es porque un momento excéntrico actúa sobre cada componente, debido a la vibración dinámicamente aplicada para generar una pérdida de deformación. Por lo tanto, al diseñar un soporte, se tiene en consideración primordialmente una carga estática.

Como se muestra en las Figs. 4 y 5, en esta incorporación, se forma una parte de amortiguación 10, que forma un vacío de aproximadamente 10 a 15 mm alrededor del componente de una columna 2a, y la parte de amortiguación 10 se llena con un llenador que tiene una fuerza de compresión alta, se expande o encoge poco, y puede absorber una deformación debido a la deformación de la flexión y, más específicamente, una placa de lámina moldeada en asfalto mastico (material amortiguador) que sirve como material de lámina para una estructura de concreto.

El llenador no se limita al material descrito anteriormente, y se puede usar cualquier otro material que elástica o plásticamente se deforme, como diversos materiales de caucho, incluyendo el caucho de aislamiento de vibración, los materiales poliméricos tales como la lámina de aluminio, la aleación de aluminio y la lámina de zinc, los materiales de aleación de metales, o los materiales tales como el asfalto que contiene petróleo o carbón.

Es decir, se puede utilizar cualquier material capaz de absorber el momento flexor de la base de la columna de acero cuando una fuerza externa actúe. Se puede usar un componente que tenga cualquier estructura o forma siempre y cuando pueda reducir bastante el momento flexor transmitido por la base de la columna al cimiento formando un vacío entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la superficie del lado inferior de la base de la columna en vez de conectarlos directamente, llenando el vacío con un llenador para reducir la fuerza de enlace de unión entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la superficie el lado inferior de la base de la columna, y permitiendo una deformación de combadura de la base de la columna de acero debido a la acción de una fuerza externa, mientras que absorbe gran parte del momento flexor en la base de la columna de acero por el llenador y la parte de concreto con cimiento de pedestal.

La parte de concreto 12 con cimiento de pedestal (Fig. 4) que tiene la parte de amortiguación 10 también funciona para evitar que el cimiento 3 sea destruido por la fuerza transmitida por el componente de una columna 2a cuando la estructura es reforzada por el concreto con cimiento de pedestal. Con esta función, se elimina la fuerza transmitida por el componente de una columna 2a al cimiento 3 a través de la parte de amortiguación 10 y la parte de concreto 12 con cimiento de pedestal. Cuando la parte de concreto 12 con cimiento de pedestal tiene esta función, la fuerza transmitida al cimiento 3 disminuye. Por lo tanto, la fuerza soportada por el cimiento 3 disminuye, y se puede evitar cualquier destrucción del cimiento 3.

<Método de análisis de Diseño de Estructura de refuerzo a prueba de terremoto Considerando la Plasticidad>

El desplazamiento característico de la carga de un soporte obviamente cambia dependiendo de la presencia o ausencia de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto (Figs. 8A y 8B). El desplazamiento cedido y el desplazamiento máximo serán

comparados a partir de los datos experimentales que se muestran en la Fig. 9. Cuando no se forma estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento cedido es de 1.38 (mm). Cuando se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento cedido es de 10.36 (mm). Es decir, el rango elástico hasta que ceda se incrementa aproximadamente 7.5 veces (=10.36/1.38).

Se comparan los desplazamientos máximos luego de la cesión. Cuando no se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento máximo es de 6.12 (mm). Cuando se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento máximo es de 142 (mm). La deformación plástica hasta la ruptura de los componentes se incrementa hasta alrededor de 23.2 veces (=142/6.12). Como se describió arriba, cuando se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, la región elástica y la región de deformación plástica se amplían.

En el método de diseño de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, se estima la carga máxima que puede resistir hasta la ruptura, un soporte a prueba de terremoto cuyo desempeño ha sido mejorado por el refuerzo, y se calcula una carga de diseño (carga de uso) a partir de la máxima carga.

Además, se calcula aproximadamente la carga para obtener una relación permisible de intensidad de sobrecarga entre una viga, una columna, una abrazadera, y otros similares, determinando de esta manera si los componentes seleccionados son apropiados.

Es generalmente difícil reflejar la deformación plástica y la condición de carga considerando la máxima ruptura en la etapa de diseño por sus comportamientos no lineales. En esta incorporación, se aproxima la deformación plástica como un modelo completamente elastoplástico, y se considera equivalente a la deformación elástica en la cual la energía almacenada en este modo de deformación (el trabajo hecho por la carga y el desplazamiento) exhibe un comportamiento lineal, y se utilizan como

condiciones de restricción para el diseño una condición de carga y una condición de desplazamiento bajo las cuales la energía se vuelve constante (la energía es almacenada).

A continuación se describirá un método de obtención, en una región de diseño ampliada hasta la máxima plasticidad, de la correlación entre la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) y del factor de carga (intensidad sísmica) para definir la relación de incremento de la carga hasta una carga cedente (carga que da el desplazamiento cedido), y para seleccionar los componentes (vigas, columnas y abrazaderas) de un soporte que satisfaga las condiciones requeridas de diseño.

<Proceso de Diseño de Refuerzo a Prueba de Terremoto>

La Fig. 11A es un diagrama de flujo para explicar la etapa de procesamiento del método de refuerzo a prueba de terremoto de acuerdo con esta incorporación.

<Etapa S1101>

En la etapa S1101, se determina si ya se ha hecho el cálculo estructural para un soporte de tubería.

Si no se ha ejecutado el cálculo estructural (S1101-No), el procesamiento avanza hasta las etapas S1190 y S1195 para ejecutar el cálculo estructural para el soporte de tubería y el cálculo del diseño para el cimiento del soporte.

Si ya se ha ejecutado un cálculo estructural para el soporte de la tubería (S1101-Yes), el procesamiento avanza hasta la Etapa S1103.

La Fig. 10 es un croquis de ensamblaje que muestra el arreglo esquemático de un aparato de procesamiento de información conectado a una red. La información de especificación del soporte relacionada con el cálculo estructural para el soporte de la tubería es ingresada por un dispositivo de ingreso 1007, tal como un teclado o ratón y

es almacenada en una Memoria de Acceso Aleatorio RAM 1004b y en un dispositivo de almacenamiento secundario 1004c del aparato de procesamiento de la información.

Se ejecuta un procesamiento aritmético mecánico en una CPU 1010 bajo el control de un Sistema Operativo OS 1002.

<Etapa S1103>

En la etapa S1103, se verifica la relación permisible de intensidad de sobrecarga de los componentes del soporte (vigas, columnas y abrazaderas) a partir del resultado del análisis basado en el cálculo estructural. Una base de datos de características de componentes almacenada en el dispositivo de almacenamiento secundario 1004c del aparato de procesamiento de la información ejecuta un procesamiento aritmético mecánico en una CPU 1010 bajo el control de un Sistema Operativo OS 1002.

<Etapa S1103>

En la etapa S1103, se verifica la relación permisible de intensidad de sobrecarga de los componentes del soporte (vigas, columnas y abrazaderas) a partir del resultado del análisis basado en el cálculo estructural. Una base de datos de características de componentes almacenada en el dispositivo de almacenamiento secundario 1004c del aparato de procesamiento de la información (Fig. 10) almacena todas las piezas de información única de los componentes individuales, incluyendo la forma seccional, el tamaño, el momento flexor (M), la fuerza cortante (Q), la longitud de pandeo (lb), la resistencia permisible de combadura ($f\sigma$), la resistencia cortante permisible (fs), y la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f), como se muestra en la Fig. 15. Cuando se fija la relación permisible de intensidad de sobrecarga en un rango predeterminado como referencia para la selección de los componentes, y se mira en la base de datos, se toman los componentes que caen dentro del rango fijado en la relación permisible de intensidad de sobrecarga, por ejemplo, $0.9 \leq \sigma/f \leq$ uno cero.

Este resultado se muestra en un dispositivo con pantalla 1006, tal como un tablero de visualización del aparato de procesamiento de la información. El diseñador puede seleccionar o cambiar los componentes sobre la base de la información mostrada de los componentes.

<Etapa S1104>

En la etapa S1104, se ingresa el punto de soporte de un tubo de gran diámetro para ser soportado por el soporte de tubería. Cuando se tiene en cuenta la condición de carga de la tubería para un componente de viga que sirva como punto de soporte de entrada, y la relación permisible de intensidad de sobrecarga disminuye desde el primer rango fijado en, por ejemplo, $0.8 \leq \sigma/f \leq$ uno cero, se selecciona el componente como un componente para ser reforzado por una estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

Sin embargo, el rango de la relación permisible de intensidad de sobrecarga para refuerzo a prueba de terremoto no se limita al rango anterior y puede ser fijado arbitrariamente.

<Etapa S1105>

En la etapa S1105, sobre la base de los resultados del cálculo estructural (etapas S1190 y S1195), la verificación de la relación permisible de intensidad de sobrecarga (S1103), y el ajuste del punto de soporte (S1104), se seleccionan finalmente los componentes para ser reforzados a prueba de terremoto.

<Etapa S1106>

En la etapa S1106, se ejecuta el diseño de refuerzo a prueba de terremoto para los componentes seleccionados en la etapa S1105. El factor de carga y la relación permisible de intensidad de sobrecarga que deben ser utilizados para el diseño por el refuerzo a prueba de terremoto se determinan a partir de la relación entre la relación

permisible de intensidad de sobrecarga y el factor de carga. Se ejecuta un procesamiento detallado de acuerdo con el diagrama de flujo que se muestra en la Fig. 11B. La etapa de procesamiento detallado del refuerzo a prueba de terremoto diseño será descrita con referencia al diagrama de flujo que se muestra en la Fig. 11B.

<Etapa S1201>

En la etapa S1201 de la Fig. 11B, se fija la relación de factor de ductilidad para el soporte de tubería formado a partir de los componentes seleccionados. Este parámetro es definido por la relación de factor de ductilidad = (factor de ductilidad de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto)/ (factor de ductilidad de la estructura sin estructura de refuerzo a prueba de terremoto).

La relación de factor de ductilidad es uno de los importantes parámetros utilizados para calcular el factor de seguridad para determinar el margen para una carga de diseño, es decir, el factor de carga y determinar la máxima carga en la región plástica. A continuación se describirá la relación entre el módulo estructural y la relación de factor de ductilidad.

<Módulo Estructural y Relación de factor de ductilidad>

La fuerza restauradora característica de una estructura de armazón depende de la estructura de los componentes, el método de unión del componente, la carga (P) y el desplazamiento. En cuanto a la cantidad de una deformación de plasticidad de acumulación en el momento del derrumbe de la estructura del armazón (en el momento de la pérdida de la fuerza restauradora), en un tipo completamente elastoplástico (Fig. 12A), en un tipo de deslizamiento (Fig. 12B), o en un tipo de vibración que tenga el componente de fuerza restauradora característico de los tipos completamente elastoplásticos y de deslizamiento, como los valores de respuesta positiva y negativa de deformación de plasticidad de acumulación son casi iguales, una energía de tensión plástica absorbible ${}_uW_p$ está dada por

$_uW_p = 20Qy\delta B$

en donde δB: desplazamiento de la capa en el momento de la ruptura.

Cuando se evalúa la capacidad de deformación de la estructura del armazón utilizando una magnificación η de una deformación de plasticidad de acumulación, la ecuación (1) se expresa por:

$\eta = \delta B/\delta y$

en donde δy: desplazamiento de la capa en el momento en que cede

Un soporte real de la tubería es una estructura con casi dos capas. Por esta razón, cuando la fuerza restauradora característica de cada capa de la estructura de armazón se reemplaza por la deformación completamente elastoplástica, la cantidad de absorción de energía $_uW_{p1}$ de la primera capa hasta que se derrumba está dada por

$_uW_{p1} = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times 2c_1\alpha_1^2\eta_1$

(3)

en donde c_1: $1/\chi_1$

χ_1: $\kappa_1/\kappa eq$

κeq: $4\pi^2M/T^2$

T: periodo Eigen de 1er orden

κ_1: constante del resorte de la primera capa

α_1: coeficiente de la fuerza cortante cedente de la primera capa

Qy: resistencia a punto cedente de la primera capa

η_1: magnificación promedio de deformación de plasticidad de acumulación de la primera capa

La relación entre ${}_uW_{p1}$ y la cantidad total ${}_uW_p$ de energía plástica de la deformación que puede ser absorbida por toda la estructura del armazón hasta que la primera capa del soporte de la tubería se derrumba está dada por

$${}_uW_p = \alpha_1 \neg {}_uW_{p1}$$

como α_1 puede ser expresado como función de la distribución de fuerza, la distribución de rigidez, y la distribución de masa de cada capa de la estructura, la energía de vibración elástica puede ser aproximada por

$$We = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times (\alpha_1^2/2)$$

Usando las ecuaciones (1) a (5), el coeficiente de la fuerza cortante cedente α_1 de la primera capa en el momento del derrumbamiento se obtiene mediante

$$\alpha_1 = 1/(1 + 4C_{1_1})^{(1/2)} \times 2\pi VD/gT$$

en donde VD: espectro de velocidad

Por lo tanto, un valor de límite inferior Qun1 de la máxima fuerza requerida en la primera capa está dado por

$$Qun1 = \alpha_1 W$$

En donde W: peso total de la estructura = Mg

De acuerdo con el estándar arquitectónico del Japón, la ecuación (7) puede ser rescrita así

$$Qun1 = DsFesQud1$$

Cuando $Qud1 = ZRtC_0W$ y Fes = Z = uno cero, de las ecuaciones (7) y (8), tenemos que

$$\alpha_1 = DsRtC_0$$

La ecuación (9) puede ser básicamente vista como un espectro de respuesta de aceleración. La relación entre el espectro de respuesta de aceleración y un espectro de respuesta de velocidad V_D está dada por

$RtC_0g = (2\pi/T)V_D$

Cuando las ecuaciones (6) y (9) son comparadas sobre la base de la ecuación (10), se emplea finalmente un módulo estructural Ds dado por

$Ds = 1/(1 + 4C_{1_1})^{(1/2)}$

Como coeficiente de plasticidad del soporte de tubería.

Como se obtiene la relación de factor de ductilidad para un soporte de tubería en alrededor de 3.0 por medio de un examen de prueba de terremoto, este valor puede ser empleado como una magnificación de la deformación en el cálculo. Alternativamente, se puede fijar una constante arbitraria como relación de factor de ductilidad.

Como se describe en la incorporación del presente invento, el método de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza un componente de amortiguación para el componente de un cimiento de columna da una característica estructural para ampliar la región elástica y el rango de deformación plástica, y el desempeño a prueba de terremoto. Por lo tanto, la región de selección de material y de carga del diseño se pueden ampliar al compararse con la técnica anterior.

<Etapa S1202>

En la etapa S1202 de la Fig. 11B, sobre la base de la relación de factor de ductilidad fijado en la etapa S1211, se calcula un factor de carga para el diseño plástico considerando la máxima carga del soporte de tubería calculado sobre la base de la ecuación 11).

Se obtiene que la relación del factor de ductilidad del soporte es de aproximadamente 3.0 en el examen de prueba de terremoto. Cuando este valor numérico es sustituido en la ecuación (11), el módulo estructural Ds es

$Ds = 0.33$

El valor numérico de la ecuación (12) es el valor apropiado que cae dentro del rango permisible del módulo estructural definido por el estándar arquitectónico del Japón, que está dado por

Ds = 0.3 a 0.5

Un módulo estructural es un valor numérico determinado por la forma de una estructura en el cálculo de la fuerza de posesión de la estructura. Se diseña una fuerza de posesión para prevenir cualquier derrumbe de una estructura, incluso cuando los componentes de la estructura exceden la fuerza del punto de deformación, como en un diseño que considere la resistencia máxima. Por lo tanto, a factor de carga Ce para el diseño plástico del soporte es de alrededor de 1.3 (= 1.0 + módulo estructural Ds 0.33), es decir,

Ce = 1.3

El valor Ce tiene un significado como factor de seguridad para la carga de diseño. La carga obtenida multiplicando la carga de diseño por el factor de seguridad es la máxima carga.

<Etapa S1203>

En la etapa S1203, se ejecuta el procesamiento de obtención de la relación entre el factor de carga (intensidad sísmica) y la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f). Esta relación se obtiene en el supuesto del modelaje en el cual la relación entre la carga y la deformación plástica cuando ocurre la deformación plástica en la estructura de soporte es aproximada como un supuesto modelo completamente elastoplástico, y la energía hasta el derrumbe (trabajo que es realizado por la carga y el desplazamiento) es casi igual a la fuerza restauradora (energía) cuando el comportamiento del soporte es reemplazado como componente elástico.

Es decir, cuando una carga horizontal actúa sobre una estructura (Fig. 13A), la relación entre la fuerza horizontal X y el desplazamiento horizontal δ en esta posición pueden ser simplificados como se muestra en la Fig. 13B, en la cual el área de una fuerza restauradora elástica △OAB es igual a la de una fuerza restauradora elastoplástica □OCDE. La fuerza restauradora elastoplástica característica obtenida por el examen de prueba de terremoto corresponde a la curva OCD que se muestra en la Fig. 13B.

En la definición del estándar arquitectónico del Japón.

(1) en el cálculo de la sección de cada componente, la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) debe ser inferior que uno cero, y

(2) aunque la relación de factor de ductilidad es grande, la relación permisible de intensidad de sobrecarga nunca alcanza más de uno cero, por ejemplo, 1.3.

El diseño plástico examina si una estructura es segura contra la máxima carga, y la máxima carga se obtiene multiplicando una carga actuante por el factor de carga. Es decir, el diseño se ejecuta de manera que se fije una carga máxima multiplicando la carga de diseño (carga actuante) utilizada para la relación permisible de intensidad de sobrecarga diseño por el factor de carga (factor de seguridad), y la magnitud de la carga es igual a la carga (carga de derrumbe) del derrumbe por la estructura del armazón principal.

En la etapa S1203, se obtiene la relación entre la relación permisible de intensidad de sobrecarga y el factor de carga para cada uno de los componentes seleccionados, como se muestra en la Fig. 14.

Se causa un incremento en la carga, que corresponde a un múltiplo del factor de carga para la carga de diseño (carga actuante), porque una carga horizontal cedente P_y, que

hace el progreso en el desplazamiento (deformación) en la región plástica sea reemplazado por una carga hace el progreso de deformación elástica como una carga que se incrementa desde un punto C (P_y, δ_y) hasta un punto A (P_E, δ_E) en la Fig. 13B. Cuando se calcula la intensidad de tensión permisible para el incremento en la carga, se puede obtener una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al factor de carga.

Como se mejora la relación de factor de ductilidad por el refuerzo a prueba de terremoto, el rango de deformación elástica y el rango de deformación plástica se amplían. Por lo tanto, el rango permitido por el diseño también excede el rango elástico (punto de deformación), y el incremento en la carga en el rango plástico y en la relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga.

Sin embargo, para el incremento en la carga, el estándar arquitectónico de Japón estipula que la relación permisible de intensidad de sobrecarga no puede exceder uno cero, como ya se describió anteriormente.

Como un efecto del refuerzo a prueba de terremoto, la región permitida por el diseño se amplía. Si se conoce un factor de carga correspondiente al valor máximo (valor del límite superior) uno cero de la relación permisible de intensidad de sobrecarga para un componente seleccionado, el factor de carga puede ser especificado como la máxima carga con la cual el componente se rompe. Se vuelve posible diseñar el límite que utiliza la región permitida por el diseño en un máximo.

<Etapa S1204>

En la etapa S1204, sobre la base de la relación entre el factor de carga y la relación permisible de intensidad de sobrecarga obtenida en la etapa S1203 (Fig. 14), se

determina la carga de diseño, y se determina si cada componente seleccionado es apropiado.

(1) Con referencia al valor del límite superior de uno cero de la relación permisible de intensidad de sobrecarga de un componente seleccionado, se especifica un factor de carga correspondiente a éste. Cuando se especifica la máxima carga, se puede obtener la carga de diseño, y se puede determinar si una condición de carga que actúa en un punto de soporte de una tubería y otros similares son apropiados.

Por ejemplo, se examinará el componente de abrazadera de la Fig. 14. El factor de carga de la relación permisible de intensidad de sobrecarga de uno cero es de aproximadamente 1.57. En este caso, la carga se incrementa en aproximadamente 57% para el factor de referencia de carga de uno cero (carga de diseño). Cuando se aplica una carga mayor, el componente de la abrazadera se derrumba (se tuerce). La carga obtenida multiplicando la carga de diseño (carga actuante) por el factor de seguridad es la máxima carga. Por lo tanto, cuando se puede obtener el factor de carga (factor de seguridad), se puede conseguir cuantitativamente la carga permisible del diseño.

La relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de la viga para el factor de carga de 1.57 es 0.94 a partir de la relación que se muestra en la Fig. 14. Similarmente, la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de una columna es de 0.9. Ambas relaciones permisibles de intensidad de sobrecarga son menores que uno cero y tienen márgenes.

Por una parte, un factor de carga en el cual la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de la viga se vuelve uno cero es de aproximadamente 1.68. Para el componente de una columna, incluso cuando el factor de carga excede

1.70, la relación permisible de intensidad de sobrecarga es todavía menor que uno cero y tiene un margen.

En el soporte de tubería que incluye vigas, columnas y abrazaderas como componentes, aun cuando las abrazaderas se tuercen a una carga correspondiente a un factor de carga de 1.57, el componente de una columna no alcanza todavía la máxima carga, y la estructura de soporte es todavía fuerte.

De las máximas cargas especificadas para la pluralidad de tipos de componentes del soporte de tubería, se especifica el valor mínimo como máxima carga de la estructura.

Sin embargo, si las máximas cargas de los componentes principales del soporte de tubería son mayores que la máxima carga de un elemento de refuerzo tal como un componente de abrazadera, se especifica la carga máxima mínima de los componentes principales como la máxima carga de la estructura del soporte.

(2) A la inversa, el hecho de que un componente seleccionado caiga dentro del rango de una relación predeterminada permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) puede determinarse con referencia al factor de carga.

Por ejemplo, se examinará el componente de una columna que se muestra en la Fig. 14. Cuando el factor de carga es de 1.5 (el incremento en la carga es de 50%), la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) del componente de una columna es de 0.88. Es decir, incluso cuando se estima un incremento en la carga de 50%, la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de una columna es menor que uno cero (valor del límite superior) y tiene un margen. Si el valor de 0.88 cae dentro del rango de la relación permisible de intensidad de sobrecarga dada como el grado de libertad del diseño, este componente de una columna satisface la condición del diseño.

Si un componente no es apropiado para la condición de diseño, el procesamiento vuelve a las etapas S1103 y 1104 para seleccionar componentes y reestablecer las condiciones tales como la condición de carga (S1103 y S1104).

Cuando se especifica la máxima carga, y si cada material seleccionado es apropiado y está determinado, como se describió arriba, el procesamiento avanza a la Etapa S1107 en la Fig. 11A.

<Etapa S1107>

En la etapa S1107 de la Fig. 11A, se mide la información de la variación de cada componente, tal como una inclinación o una curva de cada componente del refuerzo a prueba de terremoto, y se procesa el resultado.

<Etapa S1108>

En la etapa S1108, se crean dibujos del soporte de tubería.

<Etapa S1109>

En la etapa S1109, se ejecuta el procesamiento de la planeación para el trabajo del refuerzo a prueba de terremoto.

<Etapas S1110 y S1111>

En la etapa S1110, se verifica la resistencia del diseño que es generada en el cimiento de acuerdo con el cálculo del diseño del cimiento (Etapa S1195). En la etapa S1111, se selecciona un cimiento en el cual se genera una resistencia predeterminada como refuerzo al objetivo de la prueba de terremoto.

<Etapa S1112>

En la etapa S1112, se diseña el refuerzo a prueba de terremoto para la parte del cimiento seleccionado en la etapa S1111. Como método de refuerzo a prueba de terremoto, se determina el tamaño de un componente de refuerzo para el método descrito con referencia a las Figs. 4 y 5.

Como método de análisis de diseño, se puede utilizar un componente que tenga cualquier estructura o cualquier forma, siempre y cuando pueda reducir bastante el momento flexor transmitido desde la base de la columna hasta el cimiento, formando un vacío entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la base de la columna en vez de conectarlos directamente entre sí, llenando el vacío con un llenador para reducir la fuerza de enlace de interfaz entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la superficie del lado inferior de la base de la columna, y permitiendo una deformación de combadura de la base de la columna de acero debido a la acción de una fuerza externa mientras que gran parte del momento flexor en la base de la columna de acero son absorbidos por el llenador y la parte de concreto con cimiento de pedestal.

El material del llenador no se limita al caucho aislante de la vibración; se puede usar cualquier otro material que se deforme elástica o plásticamente, como los diversos materiales de caucho, los materiales poliméricos tales como la resina epoxídica, los materiales de metal tales como lámina de aluminio, aleación de aluminio y la lámina de zinc, los materiales de aleación de metales, o los materiales tales como asfalto que contengan petróleo o carbón. Es decir, se pueden usar un material que pueda absorber el momento flexor de la base de la columna de acero cuando una fuerza externa actúe.

El vacío puede ser dejado como un espacio, en vez de llenarlo con un llenador. En este caso, el efecto por absorber el momento flexor de la base de la columna de acero cuando una fuerza externa actúa en la parte del espacio del vacío disminuye. Sin embargo, cuando se compara con el caso en donde el vacío es llenado con un llenador, el rango permisible de la deformación de combadura de la base de la columna de acero, que es generado de acuerdo con la acción de una fuerza externa, puede ser ampliado usando la parte del espacio del vacío. Como resultado, el momento flexor generado en la base de la columna de acero y transmitido desde la base de la columna al cimiento se reduce por la parte del espacio del vacío. Con los dos efectos

anteriormente descritos, se puede esperar el mismo efecto que en el caso en el cual se llena el vacío con un llenador, incluso cuando se deja el vacío es como un espacio.

<Etapa S1113>

En la etapa S1113, se ejecuta el procesamiento de la generación de dibujos para el diseño de refuerzo que se hace en la etapa S1112.

El procesamiento del diagrama de flujo que se muestra en las Figs. 11A y 11B es ejecutado por la CPU 1010 bajo el control del Sistema Operativo OS 1002 en el aparato de procesamiento de la información que se muestra en la Fig. 10. La base de datos de características de los componentes que se consulta al verificar la relación permisible de intensidad de sobrecarga de cada componente (Etapa S1103) puede ser almacenada en el dispositivo de almacenamiento secundario 1004c tal como el disco duro en un aparato de procesamiento de información 1001 o en una memoria ROM 1004a. Alternativamente, se pueden transmitir o recibir datos desde o hasta otro aparato de procesamiento de información conectado a la red (1005), y se pueden usar apropiadamente datos actualizados.

En esta incorporación, se puede obtener la verdadera resistencia de un soporte de tubería de acuerdo con una relación cuantitativamente obtenida de factor de ductilidad, y se puede clarificar el grado de una fuerza externa que puede ser cubierta. Cuando el diseño a prueba de terremotos es hecho utilizando la relación de factor de ductilidad, se pueden seleccionar los componentes óptimos.

El objeto del presente invento también se puede lograr suministrando un medio de almacenamiento que almacene códigos de programas de software para implementar las funciones de la incorporación descrita anteriormente en un sistema o aparato y haciendo que ordenador (de una CPU o MPU) del sistema o aparato lea y ejecute los códigos del programa almacenados en el medio de almacenamiento.

En este caso, los códigos del programa leídos en el medio de almacenamiento implementan la nueva función del presente invento por sí mismos, y el medio de almacenamiento que almacena los códigos del programa constituyen el presente invento. Como medio de almacenamiento para suministrar los códigos del programa, se pueden utilizar, por ejemplo, un disquete, un disco duro, un disco óptico, un disco magnetoóptico, DVD, CD-ROM, cinta magnética, tarjeta de memoria no volátil, ROM, EEPROM u otros similares.

Las funciones de la incorporación descrita anteriormente se implementan no solo cuando los códigos de lectura del programa son ejecutados por el computador sino también cuando el sistema operativo (OS) que se ejecuta en el computador realiza parte o todo el procesamiento real sobre la base de las instrucciones de los códigos del programa. Las funciones de la incorporación descrita anteriormente también se implementan cuando los códigos de programa leídos en el medio de almacenamiento son escritos en la memoria o en una tarjeta de expansión de función insertada en el computador de una unidad de expansión de función conectada al computador, y la CPU de la tarjeta de expansión de función o la unidad de expansión de función realiza parte o todo el procesamiento real sobre la base de las instrucciones de los códigos del programa.

Como se describió anteriormente, de acuerdo con el refuerzo a prueba de terremoto que utiliza concreto con cimiento de pedestal para un componente de una columna situada en un componente de un cimiento, se suministra una parte de amortiguación entre la base y el componente de concreto con cimiento de pedestal. Como se puede reducir el momento flexor generado en la base por una fuerza externa con la parte de amortiguación de manera que sea difícilmente transmitida al cimiento, se puede reducir el momento flexor que toma el componente del cimiento toma como parte. Por lo tanto, cuando se compara con una estructura antes del refuerzo a prueba de terremoto, se

puede mejorar la relación de factor de ductilidad, y se puede ampliar la región permitida por el diseño ampliando el rango elástico y el rango de deformación plástica del componente.

En el método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza refuerzo a prueba de terremoto, la máxima carga de un soporte de tubería puede ser especificada a partir de la relación entre el factor de carga y la relación permisible de intensidad de sobrecarga.

Cuando se hace un diseño de prueba de terremoto utilizando la relación de factor de ductilidad, se pueden seleccionar los componentes de acuerdo con la capacidad de la prueba de terremoto.

Como se pueden hacer muchas incorporaciones aparentemente muy diferentes del presente invento sin salirse del espíritu y el alcance de ésta, debe entenderse que el invento no está limitado a las incorporaciones específicas de éste, excepto como se define en las reivindicaciones anexas.

REIVINDICACIONES:

1. Un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizado por comprender:

   La etapa de selección (S1103) de seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

   La etapa de fijación de la relación de factor de ductilidad (S1104, S1105, S1201) de fijación de una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

   La etapa de cálculo del factor de carga (S1202) de calcular un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación fijada de factor de ductilidad;

   La etapa de cálculo (S1203) de calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

   la etapa de especificación (S1204, S1106) de, cuando se define la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo, especificar el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad como una carga máxima en la cual el componente seleccionado se derrumba.

2. El análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que el valor máximo de la relación permisible de intensidad de sobrecarga es de uno cero.

3. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que la relación de factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto, que tiene una parte de amortiguación arreglada entre una base de un componente de una columna y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento

de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, es no menor que 3.0.

4. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que en la etapa de selección, una carga de un objeto soportado por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es utilizada como una condición para la selección de componentes.
5. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que en la etapa de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada a partir de una pluralidad de tipos de componentes, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y se especifica una mínima carga máxima de las máximas cargas como la máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.
6. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que en la etapa de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada a partir de un componente principal y un componente de refuerzo para reforzar el componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y cuando la máxima carga del componente principal es mayor que la del componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como la máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.
7. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 6, que se caracteriza por que componente principal comprende una viga o un componente de una columna, y el componente de refuerzo comprende un componente de abrazadera.

8. Un medio de almacenamiento que almacena un módulo de programa para hacer que un computador ejecute un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizado por comprender:

Un módulo de selección (S1103, 102, 101) para seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

Un módulo de ajuste de la relación de factor de ductilidad (S1104, S1105, S1201, 1002, 1010) para fijar una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

Un módulo de cálculo de factor de carga (S1202, 1002, 1010) para calcular un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación fijada de factor de ductilidad;

Un módulo de cálculo (S1203, 1002, 1010) para calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

Una etapa de especificación (S1204, S1106, 1002, 1010) para, cuando se define la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo, especificar el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad como una carga máxima en la cual el componente seleccionado se derrumba.

9. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que el valor máximo de la relación permisible de intensidad de sobrecarga es de uno cero.

10. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que la relación de factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto que tiene

una parte de amortiguación arreglada entre una base de un componente de una columna y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es no menor que 3.0.

11. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que en el módulo de selección, el procesamiento de la selección del componente es ejecutado utilizando una carga de un objeto soportado por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto como una condición para la selección del componente.

12. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, caracterizado por que en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada por una pluralidad de tipos de componentes, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y se especifica una mínima carga máxima de las máximas cargas como la máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

13. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada a partir de un componente principal y un componente de refuerzo para reforzar el componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los respectivos componentes, y cuando la máxima carga del componente principal es mayor que la del componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

14. A método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizado por comprender las etapas de:

Diseño de componentes seleccionados sobre la base de una máxima carga especificada por un método de análisis de diseño (S1101, S1190, S1195, S1107, S1108); y

Diseño de refuerzo a prueba de terremoto mediante el suministro de una parte de amortiguación entre una base de un componente de una columna de los componentes seleccionados diseñados y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, que refuerza la base (S1110, S1111, S1112, S1113),

En donde el método de análisis de diseño de especificación de la máxima carga comprende:

La etapa de selección (S1103) de seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

La etapa de fijación de la relación de factor de ductilidad (S1104, S1105, S1201) de fijación de una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

La etapa de cálculo del factor de carga (S1202) de calcula un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación fijada del factor de ductilidad;

La etapa de cálculo (S1203) de calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

La etapa de especificación (S1204, S1106) de, cuando se define la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo,

especificar el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad como carga máxima en la cual el componente seleccionado se derrumba.

RESUMEN

Se selecciona un componente de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente, se fija una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado, se calcula un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa en el componente seleccionado, sobre la base de la relación de factor de ductilidad que se fijó, y se obtiene una correspondiente relación permisible de intensidad de sobrecarga. Cuando se define la relación obtenida permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo de uno cero, el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad es especificado como una máxima carga en la cual el componente seleccionado se derrumba.

63

日本国特許庁
JAPAN PATENT OFFICE

別紙添付の書類に記載されている事項は下記の出願書類に記載されている事項と同一であることを証明する。

This is to certify that the annexed is a true copy of the following application as filed with this Office

出願年月日
Date of Application: ２０００年１２月２５日

出願番号
Application Number: 特願２０００－３９３３５７

出願人
Applicant(s): 日本海エル・エヌ・ジー株式会社
三菱重工業株式会社
株式会社ジョンクェルコンサルティング

２００１年１１月１６日

特許庁長官
Commissioner,
Japan Patent Office 及川耕造

出証 号 出証特２００１－３１００３１２

64

【　類名】　特許願
【整理番号】　2000P1936
【提出日】　平成12年12月25日
【あて先】　特許庁長官殿
【国際特許分類】　E04G 23/00
【発明の名称】　耐震補強構造の設計方法、記憶媒体
【請求項の数】　14
【発明者】
　【住所又は居所】　新潟県北蒲原郡聖籠町東港１丁目１６１２－３２
　【氏名】　安在　一
【発明者】
　【住所又は居所】　新潟県北蒲原郡聖籠町東港１丁目１６１２－３２
　【氏名】　立川　隆
【発明者】
　【住所又は居所】　東京都千代田区丸の内２丁目５番１号三菱重工業株式会社内
　【氏名】　吉田　圭二郎
【発明者】
　【住所又は居所】　東京都千代田区丸の内２丁目５番１号三菱重工業株式会社内
　【氏名】　須藤　浩
【発明者】
　【住所又は居所】　兵庫県高砂市荒井町新浜２丁目１番１号三菱重工業株式会社　高砂研究所内
　【氏名】　中村　友道
【発明者】
　【住所又は居所】　東京都杉並区高井戸東１丁目１番３０号
　【氏名】　落合　茂

【特許出願人】

【識別番号】　593017913

【氏名又は名称】　日本海エル・エヌ・ジー株式会社

【特許出願人】

【識別番号】　000006208

【氏名又は名称】　三菱重工業株式会社

【特許出願人】

【識別番号】　500002423

【住所又は居所】　東京都杉並区高井戸東１丁目１番３０号

【氏名又は名称】　株式会社　ジョンクエルコンサルティング

【代理人】

【識別番号】　100076428

【弁理士】

【氏名又は名称】　大塚　康徳

【電話番号】　03-5276-3241

【選任した代理人】

【識別番号】　100101306

【弁理士】

【氏名又は名称】　丸山　幸雄

【電話番号】　03-5276-3241

【選任した代理人】

【識別番号】　100115071

【弁理士】

【氏名又は名称】　大塚　康弘

【電話番号】　03-5276-3241

【手数料の表示】

【予納台帳番号】　003458

【納付金額】　21,000円

【提出物件の目録】

【物件名】　明細書　1

【物件名】　図面　1

【物件名】　要約書　1

【プルーフの要否】　要

#
67

【　類名】　　明細書

【発明の名称】　　耐震補強構造の設計方法、記憶媒体

【特許請求の範囲】

【請求項１】　耐震補強構造の設計方法であって、

前記耐震補強構造を構成する部材を、該部材の許容応力度比を基準に選定する選定工程と、

前記選定された部材が耐震補強により変形倍率として許容される塑性率比を設定する塑性率比設定工程と、

前記選定された部材に作用する塑性範囲の増分荷重を、前記設定された塑性率比に基づき演算する荷重係数演算工程と、

前記塑性範囲の増分荷重に対応する許容応力度比を演算する演算工程と、

前記演算された許容応力度比を最大値としたときに、対応する塑性範囲の増分荷重を、前記選定された部材が崩壊する終局荷重として特定する特定工程と、

を備えることを特徴とする耐震補強構造の設計方法。

【請求項２】　前記許容応力度比の最大値は１．０であることを特徴とする請求項１に記載の耐震補強構造の設計方法。

【請求項３】　前記耐震補強構造における柱部材の脚部と根巻き補強部材との間に緩衝部を設けた耐震補強における、前記塑性率比は３以上であることを特徴とする請求項１に記載の耐震補強構造の設計方法。

【請求項４】　前記選定工程は、更に、前記耐震補強構造が支持する対象物の負荷を部材選定の条件とすることを特徴とする請求項１に記載の耐震補強構造の設計方法。

【請求項５】　前記特定工程は、複数種の部材から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、各々の終局荷重のうち最小の終局荷重を、該耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする請求項１に記載の耐震補強構造の設計方法。

【請求項６】　前記特定工程は、主要部材と該主要部材を補強する補強部材と、から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、主要部材の終局荷重が補強部材の終局荷重よりも大きい場合は、

該主要部材の終局荷重を耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする請求項１に記載の耐震補強構造の設計方法。

【請求項７】　前記主要部材には、梁若しくは柱部材が含まれ、前記補強部材にはブレース部材が含まれることを特徴とする請求項６に記載の耐震補強構造の設計方法。

【請求項８】　耐震補強構造を設計するための設計方法をコンピュータで実行するためのプログラムモジュールを格納した記憶媒体であって、該プログラムモジュールが、

前記耐震補強構造を構成する部材を、該部材の許容応力度比を基準に選定する選定モジュールと、

前記選定された部材が耐震補強により変形倍率として許容される塑性率比を設定する塑性率比設定モジュールと、

前記選定された部材に作用する塑性範囲の増分荷重を、前記設定された塑性率比に基づき演算する荷重係数演算モジュールと、

前記塑性範囲の増分荷重に対応する許容応力度比を演算する演算モジュールと、

前記演算された許容応力度比を最大値としたときに、対応する塑性範囲の増分荷重を、前記選定された部材が崩壊する終局荷重として特定する特定モジュールと、

を備えることを特徴とする記憶媒体。

【請求項９】　前記許容応力度比の最大値は１．０であることを特徴とする請求項８に記載の記憶媒体。

【請求項１０】　前記耐震補強構造における柱部材の脚部と根巻き補強部材との間に緩衝部を設けた耐震補強における、前記塑性率比は３以上であることを特徴とする請求項８に記載の記憶媒体。

【請求項１１】　前記選定モジュールは、更に、前記耐震補強構造が支持する対象物の負荷を部材選定の条件として、該部材の選定処理を実行することを特徴とする請求項８に記載の記憶媒体。

【請求項１２】　前記特定モジュールは、複数種の部材から構成される耐震

補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、各々の終局荷重のうち最小の終局荷重を、該耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする請求項８に記載の記憶媒体。

【請求項１３】　前記特定モジュールは、主要部材と該主要部材を補強する補強部材と、から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、主要部材の終局荷重が補強部材の終局荷重よりも大きい場合は、該主要部材の終局荷重を耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする請求項８に記載の記憶媒体。

【請求項１４】　請求項１の設計方法により特定された終局荷重に基づき、選定部材を設計する工程と、

前記設計された選定部材のうちの柱部材に対して、該柱部材の脚部と該脚部を補強する根巻き補強部材との間に緩衝部を設けて耐震補強設計する工程と、

を備えることを特徴とする耐震補強構造の設計方法。

【発明の詳細な説明】

【０００１】

【発明の属する技術分野】

本発明は、天然ガス（ＬＮＧ）備蓄設備などのプラントにおいて使用されるエネルギー輸送用の配管を支える配管系架台に対して耐震補強を施すための設計方法及びその方法をコンピュータで実行するためのプログラムモジュールを格納した記憶媒体に関する。

【０００２】

【従来の技術】

地震は人類の営みに多大な災害をもたらしてきた。ここ数年でも阪神大震災（日本）、トルコイズミット地震（トルコ）、台湾集集地震（台湾）等は公共のライフライン設備に被害をもたらし、特に、阪神大震災では電力の復旧に3日、都市ガスの復旧に数ヶ月を要する等、公共設備の安全性について十分な検討が必要であることを認識させられた。ここ数年でも阪神大震災における高速道の破壊などの大地震の教訓を生かして、従来よりも大きな地震が発生する場合を想定し、旧耐震設計基準で建設された既設の建築物や土木構造　等の建造物について、地

震時の耐力を向上させる種々の耐震補強法が検討されている。

【０００３】

例えば、鉄骨鉄筋コンクリートの既存構造物における耐震補強法として、柱部材の耐力向上のために、鉄筋を巻きつけてコンクリートを打ち増しする方法、鋼板を巻きつけて補強する設計方法等が提案されている。

【０００４】

しかしながら、従来の配管系架台等に適用される設計手法において、梁、柱、ブレースなどの部材の選定は架台構造が最終的な破壊に至るまでの終局荷重（真の耐力）は考慮されていなかった。すなわち、その構造が耐え得るべき外力との関係においては、強度に余裕がある部材や、余裕のない部材が選定される場合があり、定量的な評価が設計段階で反映できていない状況にあった。

【０００５】

【発明が解決しようとする課題】

従来における架台構造に対する耐震補強方法の問題点としては、鉄骨柱下端の柱梁接合部に補強金具を接合したり、鉄筋コンクリートを根巻きすることにより、鉄骨柱脚部と基礎は剛結されると、基礎による柱脚の支持方法がピンから固定条件となり、補強金具や鉄筋コンクリートと柱脚部が新たに接する界面を介してせん断耐力や曲げ耐力が基礎に伝達される。これら基礎に伝達されるせん断力や曲げモーメントは、地震力が増加するとその大きさに相関して増加するため、鉄骨柱脚部と基礎との間が剛結の場合、許容応力度を超えると基礎そのものが持たなくなり破壊されるおそれがある。

【０００６】

従って、従来の基礎の強度設計は、軸力に対しての安全率は十分確保しているものの曲げモーメントに対しての安全率は、軸力に比べてあまり余裕がないのが実情である。したがって、柱および梁にカバープレートをあてがった耐震補強は、基礎の許容応力にある程度の余裕がある場合には適しているが、基礎の許容応力の余裕を少なくして設計している場合には、単に柱および梁にカバープレートを補強するだけでは適していないことが分かる。

【０００７】

従来の配管系架台の設計における、梁、柱、ブレースなどの部材の選定は、架台構造が破断に至るまでの終局荷重（真の耐力）は考慮されていなかった。そのため、架台構造が耐え得るべき荷重との関係においては、終局的な崩壊までに強度に余裕がある部材や、余裕のない部材が結果として選定される場合があり、架台構造全体の崩壊までを考慮した負荷条件、部材選定など定量的な評価が設計段階で反映できていないという問題があった。

【０００８】

更に、耐震補強を施すことにより、弾性領域と塑性変形領域とがそれぞれ拡大して、破断するまでの耐震性能が向上した配管系架台の終局荷重がどのくらいになるかの見積もりを定量的に行なうことは、構造設計において極めて重要な問題であるが、この評価を定量的に評価することは困難であり、設計者の経験的判断に依存してたという問題がある。

【０００９】

【課題を解決するための手段】

本発明においては、耐震補強方法として、配管系架台の基礎に立設した柱部材の柱脚部を根巻き部材により補強する場合において、柱脚部と根巻き部材との間に緩衝部を設け、この緩衝部によって外力が柱脚部に発生させる曲げモーメントを損失させ、基礎へ伝達させにくくすることにより基礎が負担する曲げモーメントを軽減する柱部材の根巻型耐震補強構造を配管系架台に適用する。

【００１０】

かかる根巻型耐震補強構造を施した配管系架台がどの程度の負荷をカバーできるかを塑性率比により評価し、負荷の増分を示す荷重係数（震度）と許容応力度比（σ／ｆ）の関係を、配管系架台の構成要素となる柱、梁、ブレースについてそれぞれ定量的に求め、与えられた設計条件から各要素若しくは構造全体が壊れる終局荷重を特定する設計方法、その方法をコンピュータで実行するためのプログラムモジュールを記憶した記憶媒体を提供することを目的とする。

【００１１】

上記目的を達成するために、本発明にかかる耐震設計方法、記憶媒体は主として以下の構成からなることを特徴とする。

【００１２】

すなわち、耐震補強構造の設計方法は、

前記耐震補強構造を構成する部材を、該部材の許容応力度比を基準に選定する選定工程と、

前記選定された部材が耐震補強により変形倍率として許容される塑性率比を設定する塑性率比設定工程と、

前記選定された部材に作用する塑性範囲の増分荷重を、前記設定された降塑性率比に基づき演算する荷重係数演算工程と、

前記塑性範囲の増分荷重に対応する許容応力度比を演算する演算工程と、

前記演算された許容応力度比を最大値としたときに、対応する塑性範囲の増分荷重を、前記選定された部材が崩壊する終局荷重として特定する特定工程と、

を備えることを特徴とする。

【００１３】

また、上記の耐震補強構造の設計方法において、前記選定工程は、更に、前記耐震補強構造が支持する対象物の負荷を部材選定の条件とすることを特徴とする。

【００１４】

また、上記の耐震補強構造の設計方法において、前記特定工程は、複数種の部材から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、各々の終局荷重のうち最小の終局荷重を、該耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする。

【００１５】

また、上記の耐震補強構造の設計方法において、前記特定工程は、主要部材と該主要部材を補強する補強部材と、から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、主要部材の終局荷重が補強部材の終局荷重よりも大きい場合は、該主要部材の終局荷重を耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする。

【００１６】

耐震補強構造を設計するための設計方法をコンピュータで実行するためのプロ

グラムモジュールを格納した記憶媒体であって、該プログラムモジュールが、

前記耐震補強構造を構成する部材を、該部材の許容応力度比を基準に選定する選定モジュールと、

前記選定された部材が耐震補強により変形倍率として許容される塑性率比を設定する塑性率比設定モジュールと、

前記選定された部材に作用する塑性範囲の増分荷重を、前記設定された降塑性率比に基づき演算する荷重係数演算モジュールと、

前記塑性範囲の増分荷重に対応する許容応力度比を演算する演算モジュールと、

前記演算された許容応力度比を最大値としたときに、対応する塑性範囲の増分荷重を、前記選定された部材が崩壊する終局荷重として特定する特定モジュールと、

を備えることを特徴とする。

【００１７】

また、上記の記憶媒体において、前記選定モジュールは、更に、前記耐震補強構造が支持する対象物の負荷を部材選定の条件として、該部材の選定処理を実行することを特徴とする。

【００１８】

また、上記の記憶媒体において、前記特定モジュールは、複数種の部材から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、各々の終局荷重のうち最小の終局荷重を、該耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする。

【００１９】

また、上記の記憶媒体において、前記特定モジュールは、主要部材と該主要部材を補強する補強部材と、から構成される耐震補強構造の場合、各々の部材に対して特定された終局荷重を比較して、主要部材の終局荷重が補強部材の終局荷重よりも大きい場合は、該主要部材の終局荷重を耐震補強構造の終局荷重として特定することを特徴とする。

【００２０】

また、耐震補強構造の設計方法は、上記の設計方法により特定された終局荷重に基づき、選定部材を設計する工程と、

前記設計された選定部材のうちの柱部材に対して、該柱部材の脚部と該脚部を補強する根巻き補強部材との間に緩衝部を設けて耐震補強設計する工程と、

を備えることを特徴とする。

【００２１】

【発明の実施の形態】

＜耐震補強構造の説明＞

配管系架台に適用する耐震補強方法を図面に基づいて説明する。図１は配管系架台１の補強前の全体構成図であり、図１（ａ）は鉄骨柱２ａ（Ｈ型鋼など）から構成される配管系架台１を上からみた平面図であり、同（ｂ）は配管系架台１を正面からみた正面図であり、同（ｃ）は配管系架台１を側面からみた側面図である。鉄骨柱２ａは、図１（ｂ）で示されるように基礎３の上に立設している。両柱２ａの間には梁２ｂが固定され、柱２ａはブレース部材２ｃにより補強されている。

【００２２】

図２は配管系架台１において補強が施されていない柱脚部下端部側面の拡大図であり、図３は図２の柱脚部下端部の取付部を図２矢視方向から見た図である。図２および図３は補強されていない鉄骨柱２ａがベースプレート４に溶接され、基礎３とアンカーボルト５で結合している状態を示している。

【００２３】

図４は配管系架台１の柱脚部を根巻き型の補強構造で補強した場合の柱脚部の拡大図であり、図５は配管系架台１の柱脚部を根巻き型の補強構造で補強した場合の柱脚部の図４矢視方向の断面図である。図４を用いて、配管系架台の基礎に施される耐震補強（根巻き部１２）の施工手順を以下に説明する。

【００２４】

根巻き部１２は、まず、基礎３に根巻き部１２を定着させるアンカーボルト９、および基礎３の外周に配筋される補強立上がり筋８およびフープ鉄筋６を配置し、次に鉄骨柱２ａの周囲に所定の隙間１０を形成する型材を配置した後、コン

クリートを打設して形成される。次に、鉄骨柱２ａの周囲に埋め込んだ型材を除去することにより鉄骨柱２ａの周囲に隙間１０が形成される。こうして形成された隙間１０に選定された所定の充填材（防振ゴムなど）を充填することにより、根巻き型の補強構造が形成される。

【００２５】

＜耐震補強を施した配管系架台＞

＜耐震性評価＞

本実施形態における、根巻き型の耐震補強を施した配管系架台１の補強効果を検証するために、耐震補強が施されていない架台（これを、以下「供試体Ａ」という。）と耐震補強されている架台（以下、「供試体Ｂ」という。）、それぞれに対して静的な荷重をかけて、梁、ブレース、柱などの部材が降伏点を越えて、どの程度までの耐力（終局耐力）があるかを把握するための静的荷重載荷試験を行なった。

【００２６】

この試験について図６、図７を用いて説明する。

【００２７】

図６は、耐震試験に使用した補強前の配管系架台１の柱脚部に設置した抵抗線型歪ゲージ１３ａ～１８ａの設置位置を示しており、図７は、耐震試験に使用した補強後の配管系架台１の柱脚部に設置した抵抗線型歪ゲージ１３ｂ～１８ｂの設置位置を示している。静的荷重Ｐは図１（ｂ）に示すように、供試体Ａの梁に対して水平方向に与えられ、荷重Ｐを漸増させたときの変位をひずみゲージにより測定する。荷重Ｐは供試体Ｂに対しても同様の位置に負荷されるものとする。

【００２８】

＜降伏変位、最大変位、塑性率の比較＞

静的載荷荷重試験によって得られた供試体Ａ及び供試体Ｂの荷重－変位曲線を図８に示す。この試験から耐震補強を施してない供試体Ａでは、荷重載荷によって徐々に各部材の応力が増加し、載荷荷重２５（ｋＮ）でアンカーボルトが降伏点を越え（図８（ａ）のＡ点）、載荷荷重５８（ｋＮ）では塑性の領域に達したと考えられる（図８（ａ）のＢ点）。その後、載荷を続行しても、ひずみのみが

増加し、載荷荷重６７（ｋＮ）でアンカーボルトが延性破壊を起した。この点を供試体Ａの崩壊点（図８（ａ）のＣ点）と考える。このことから耐震補強を施してない架台では、アンカーボルトの耐力によって、架台の終局強度が決まることが確認された。

【００２９】

一方、耐震補強を施した供試体Ｂでは、荷重載荷によって圧縮側ブレース、荷重載荷方向梁及び柱の順番で降伏点を越えることが確認できた。載荷荷重１６０（ｋＮ）で圧縮ブレースが塑性域を越え（図８（ｂ）のＡ点）、その後、載荷を続行しても、変位のみが増加し、載荷荷重１７０（ｋＮ）でブレースが完全に座屈を起した。これは、ペデスタル基礎（図４）に根巻きを施したことにより、アンカーボルトの耐力が増加し、柱及び梁にはプレートを当てた補強を行ったため、圧縮側ブレースが最初に座屈を起したものと思われる。ブレースは変位１４２（ｍｍ）で破断した（図８（ｂ）のＣ点）。この点が供試体Ｂの崩壊点（図８（ｂ）のＣ点）である。

【００３０】

図８（ａ），（ｂ）に示す曲線によると耐震補強を施していない供試体Ａの場合（図８（ａ）），降伏点は顕著に表れないのに対して、耐震補強を施した架台（図８（ｂ））の場合、降伏点は顕著に表れ、最終的な破断に至るまでの特性は明らかに図８（ａ）とは相違する。

【００３１】

図９は、静的荷重載荷試験の結果であり、構造が降伏するまでの変位（降伏変位x_y）と、架台構造が崩壊するまでの変位（最大変位x_u）の測定結果、および降伏変位と最大変位の比である塑性率μ（$=x_y/x_u$）の比較を示す図である。図９によると、耐震補強を施した供試体Ｂは、補強をしない場合（供試体Ａ）に比べて塑性率は約３倍（１３．７／４．４＝３．１１）となる。この両塑性率の比を「塑性率比」とする。

【００３２】

耐震補強を施した構造の塑性率比とは耐震補強を施すことにより構造物が変形（弾性域と塑性変形の範囲の両方を含む）し得る変形倍率である。塑性率比が３

倍になるという物理的な意味は、構造が負荷により変形し、崩壊するまでに３倍のエネルギ（荷重と変位の曲線で囲まれた部分の面積）が必要となり、構造の崩壊のしにくさが３倍になるということである。

【００３３】

尚、図８は、静的荷重によるものであるが、動的加振による変位は静的荷重載荷試験による変位より小さい。これは、動的な加振によって各部材に偏心モーメントが作用するために、その分が応力の発生の損失となるからである。従って、架台の設計における荷重は静的なものを支配的に考えればよいといえる。

【００３４】

図４および図５に示すように、本実施形態においては緩衝部１０として、柱部材２の周囲に隙間の厚さが１０～１５ｍｍ程度の緩衝部を設け、さらに、この緩衝部１０に、圧縮強度が高く、膨張・収縮のあまり大きくなく、曲げ変形に伴う応力を吸収できる充填材として、コンクリート構造物の目地材であるアスファルトマスチック成形目地板（商品名ＡＯＩエラスタイト　アオイ化学工業製）を充填している。

【００３５】

なお、充填材について述べると、上述の材料に限定されず、他の材料、例えば、防振ゴムなどの各種ゴム、エポキシ樹脂などの高分子材料、アルミ板、アルミ合金、亜鉛板、などの金属材料、金属合金材料、アスファルトなどの石油や石炭を原料とする材料など弾性変形あるいは塑性変形する材料であればよい。

【００３６】

すなわち、外力が作用した場合に鉄骨柱脚部の曲げモーメントを吸収可能な材料ならばよい。根巻き部分と柱脚部下部側面とを直接結合せず、その間に隙間を設けその隙間に充填材を充填することにより、根巻き部分と柱脚部下部側面との界面結合力を低下させ、外力の作用に伴い発生する鉄骨柱脚部の曲げ変形を許容し、発生した鉄骨柱脚部の曲げモーメントの大部分を充填材および根巻き部分で吸収することにより、柱脚部から基礎へ伝達される曲げモーメントを激減させる構造であれば、どのような構造であっても、どのような形状の部材を使用してもよいのである。

【００３７】

さらに、緩衝部１０を設けた根巻き部材１２は、根巻き補強を施さないときに基礎３が柱部材２ａから伝達される応力によって破壊されるのを防ぐ役割も担っている。この役割は、柱部材２ａから緩衝部１０、根巻き部材１２を経由して基礎３に伝達される応力を損失させる役割であり、この役割を根巻き部材１２が担うことにより、基礎３に伝達される応力が低下することにより基礎３の負担する応力は低減し、基礎３の破壊を防止することができる。

【００３８】

＜塑性を考慮した耐震設計の方法＞

耐震補強の有無により、架台の荷重－変位特性は明らかに相違する（図８（ａ），（ｂ））。図９に示す実験データから各々の降伏変位、最大変位を比較すると、耐震補強が施されていない場合の降伏変位は１．３８（ｍｍ）であり、耐震補強を施した場合は降伏変位が１０．３６（ｍｍ）である。すなわち、降伏するまでの弾性範囲は約７．５倍（＝１０．３６／１．３８）に増加する。

【００３９】

さらに、降伏後の最大変位を比較すると、耐震補強が施されていない場合の最大変位は６．１２（ｍｍ）であり、耐震補強を施した場合が１４２（ｍｍ）であり、部材が破断に至るまでの塑性変形は約２３．２倍（＝１４２／６．１２）となる。このように、耐震補強を施すことにより、弾性領域と、塑性変形領域とがそれぞれ拡大する。

【００４０】

耐震設計方法においては、補強により破断するまでの耐震性能が向上した架台が、どの程度の荷重まで耐え得るか終局荷重を見積ること、この終局荷重から設計荷重（使用荷重）を算出する。

【００４１】

また、荷重を概算して、梁、柱、ブレース部材等の許容応力度比を求め、部材選定の適否を判断する。

【００４２】

終局的な破断を考慮した塑性変形と荷重条件を設計段階で反映させることは、

一般的にその非線形性挙動から困難ではあるが、本実施形態では、塑性変形を完全弾塑性モデルとして近似して、この変形モードにおいて貯えられるエネルギ（荷重と変位によりなされる仕事）が、線形な挙動を示す弾性変形と等価として考え、エネルギが一定（保存される）となる荷重条件、変位条件を設計の拘束条件として使用する。

【００４３】

終局的な塑性まで拡大した設計領域において、降伏荷重（降伏変位を与える荷重）に対する荷重増分割合を定める荷重係数（震度）と許容応力度比（σ／ｆ）の相関関係を求め、架台を構成する部材（梁、柱、ブレース）が与えられた設計条件を満たすように選定する設計方法を以下説明する。

【００４４】

＜耐震補強設計の工程＞

図１１は、本実施形態における、耐震補強方法の処理工程を説明するためのフローチャートである。

【００４５】

＜ステップＳ１１０１＞

ステップＳ１１０１では、配管系架台の構造計算が既にされているか否かを判断する。

【００４６】

構造計算がされていない場合（Ｓ１１０１－Ｎｏ）は処理をステップＳ１１９０、ステップＳ１１９５に進め、それぞれ配管架台の構造計算、架台基礎の設計計算を行なう。

【００４７】

配管系架台の構造計算が既に実行されている場合（Ｓ１１０１－Ｙｅｓ）は、処理をステップＳ１１０３以降に進める。

【００４８】

図１０は、ネットワーク上に接続した情報処理装置の概略構成を示すブロック図であり、配管系架台の構造計算に関する架台緒元情報はキーボード、マウス等の入力装置１００７により入力され、情報処理装置のＲＡＭ１００４ｂ，２次記

憶装置１００４ｃに格納される。力学的な演算処理はＯＳ１００２の制御の下ＣＰＵ１０１０により実行される。

【００４９】

＜ステップＳ１１０３＞

ステップＳ１１０３では、構造計算に基づく解析結果により、架台構成部材（梁、柱、ブレースなど）に生じる許容応力度比をチェックする。情報処理装置（図１０）の２次記憶装置１００４ｃに格納される部材特性データベースには、図１５に例示するような個々の部材ごとの断面形状、寸法、曲げモーメント（Ｍ）、せん断力（Ｑ）、座屈長さ（ｌｂ）、許容曲げ応力（ｆσ）、許容せん断応力（ｆｓ），許容応力度比（σ／ｆ）等の固有情報が全て格納されており、このデータベースを参照して、許容応力度比が設定された範囲、例えば０．９≦σ／ｆ≦１．０の範囲、にある部材をピックアップする。

【００５０】

この結果は、情報処理装置のディスプレイ等の表示装置１００６により表示される。設計者はこの表示された部材情報に基づき部材の選択、変更などを行なうことが可能である。

【００５１】

＜ステップＳ１１０４＞

ステップＳ１１０４で、架台が支持する対象物である大口径配管のサポート点を入力する。ここで、入力されたサポート点となる梁部材について、架台の負荷条件を加味することにより、許容応力度比が０．８≦σ／ｆ≦１．０の範囲となった場合は耐震補強を行なう対象部材として選定される。

【００５２】

但し、耐震補強の対象とされる許容応力度比の範囲は上記に限るものではなく、任意に設定可能な条件であることは言うまでもない。

【００５３】

＜ステップＳ１１０５＞

ステップＳ１１０５では、構造計算（ステップＳ１１９０、Ｓ１１９５）、許容応力度比のチェック（Ｓ１１０３）、サポート点の設定（Ｓ１１０４）結果に

基づき、最終的な耐震補強部材を選定する。

【００５４】

＜ステップＳ１１０６＞

ステップＳ１１０６では、ステップＳ１１０５で選定された部材に対する耐震補強設計を行なう。耐震補強を施すことにより、どの程度の荷重係数及び許容応力度比で設計を行なうのか、などを許容応力度比及び荷重係数の関係から求める。この詳細な処理は図１１Ｂのフローチャートに従う。

【００５５】

＜ステップＳ１２０１＞

ステップＳ１２０１では、塑性率比の設定を行なう。このパラメータは、

塑性率比＝耐震補強構造の塑性率／耐震補強をしない構造の塑性率

で、定義される。

【００５６】

塑性率比は設計荷重に対する余裕を定めるための安全率、すなわち荷重係数を算出し、塑性領域における終局荷重を決定するための重要なパラメータの１つである。ここで構造特性係数と塑性率比の関係を以下に説明する。

【００５７】

＜構造特性係数と塑性率比＞

骨組み構造における復元力特性は、部材構成・接合法および鉛直荷重と水平変形とによる荷重（P）と変位に依存する。骨組み構造の倒壊時（復元力喪失時）の累積塑性変形量を完全弾塑性形（図１２（ａ）），スリップ形（図１２（ｂ））または両者の複合型の復元力特性を持つ振動型では、正、負の累積塑性変形の応答値がほぼ等しいことから、骨組みが倒壊するまでに、吸収しうる塑性ひずみエネルギー${}_{U}W_{P}$は次の値となる。

【００５８】

$${}_{U}W_{P}=2Qy\delta B \qquad (1)$$

δＢ：破断時の層間変位

（1）式を累積塑性変形倍率ηを用いて骨組みの変形能力を評価すると（2）として表現される。

【００５９】

$\eta = \delta B/\delta y$　　（２）

ここで、δy：降伏時の層間変位

実際の配管架台は２層に近い構造物であるので、骨組み各層の復元力特性を完全弾塑性形に置換した場合、第１層が倒壊に至るまでの第１層のエネルギー吸収量${}_{U}W_{P1}$は式（３）として表現できる。

【００６０】

${}_{U}W_{P1} = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times 2c_1\alpha_1{}^2\eta_1$　　（３）

ここで、

Cl：$1/\chi_1$

χ_1：$\kappa_1/\kappa eq$

κeq：$4\pi^2M/T^2$

T：１次固有周期

κ_1：第１層のばね定数

α_1：第１層の降伏せん断力係数

Qy：第１層の降伏耐力

η_1：第１層の平均累積塑性変形倍率

配管系架台の第１層が倒壊に至るまでに骨組み全体が吸収しうる塑性ひずみエネルギーの総量UWPとUWP1との関係を式（４）と置けば、

${}_{U}W_P = \alpha_{1U}W_{P1}$　　（４）

となる。ここで、α_1は構造物各層の強度分布、剛性分布、質量分布の関数として表現できるので、弾性振動エネルギーは式（５）で近似できる。

【００６１】

$We = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times (\alpha_1{}^2/2)$　　（５）

式（１）～（５）を用いて、第１層の倒壊時の降伏せん断係数α_1を求めると式（６）となる。

【００６２】

$\alpha_1 = 1/(1+4C_{1.1})^{(1/2)} \times 2\pi VD/gT$　　（６）

ここで、VD：速度スペクトル

従って、第１層に要求される終局耐力の下限値Qun1は式(７)となる。

【００６３】

$Qun1=\alpha_1 W$　　(７)

ここで、W：構造物の総重量=Mg

式(7)を建築基準法施行令に合わせればQun1は式(８)となる。

【００６４】

$Qun1=DsFesQud1$　　(８)

ここで、$Qud1=ZRtC_0W$でFes＝Z=1.0と置けば、式(７)、(８)の関係から式(９)が得られる。

【００６５】

$\alpha_1=DsRtC_0$　　(９)

式(９)は基本的に加速度応答スペクトルとみなすことができ、加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルVD の関係は式(１０)となる。

【００６６】

$RtC_0g=(2\pi/T)V_D$　　(１０)

式(１０)の関係から式(６)と式(９)を比較することにより構造特性係数Ｄｓが式(１１)として求められ、最終的には配管系架台の塑性係数として採用される。

【００６７】

$Ds=1/(1+4C_{1\cdot1})^{(1/2)}$　　(１１)

耐震試験により配管系架台の塑性率比は約３．０と求められたので、この値を採用してもよい。また、塑性率比として任意の定数を設定することも可能である。

【００６８】

本発明の実施形態において説明した、柱部材基礎に緩衝材を利用した耐震補強方法によると、弾性域と、塑性変形の範囲とを拡大する構造特性、耐震性能を与えるので、従来に比べて材料選定、設計荷重の領域を拡張することが可能になる。

【００６９】

＜ステップＳ１２０２＞

ステップＳ１２０２では、ステップＳ１２０１で設定された塑性率比に基づき、配管系架台の終局荷重を考慮した塑性設計のための荷重係数を（１１）式に基づき算出する。

【００７０】

耐震試験によって、配管架台の塑性率比は約３．０と求められた。この数値を式（11）に当てはめると、構造特性係数Ｄs値は式（１２）のように約０．３３となる。

【００７１】

Ｄs＝０．３３　　（１２）

式（１２）の数値は、建築基準法で定義されている式(１３)のように、構造特性係数の許容範囲内にある、適法な値である。

【００７２】

Ｄs＝０．３～０．５５　　（１３）

構造特性係数は、構造物の持つ保有耐力を算定する場合に構造物の形状によって決める数値である。保有耐力の意味は、構造物の部材が降伏点応力を超えても構造物が崩壊に至らないように設計するものであり、終局耐力を考慮した設計と同じことになる。したがって、配管架台の塑性設計のための荷重係数Ｃeは式（１４）のように約１．３（＝１．０＋構造特性係数Ｄｓ０．３３）となる。

【００７３】

Ｃe≒１．３　　（１４）

Ｃｅの値は設計荷重に対する安全率としての意味を持つ。設計荷重に荷重（安全率）を乗じた荷重が終局荷重である。

【００７４】

＜ステップＳ１２０３＞

ステップＳ１２０３では、荷重係数（震度）と許容応力度比（σ／ｆ）の関係を求める処理を実行する。この関係を求めるには架台構造に対して塑性変形が生じた場合の荷重と塑性変位の関係を、いわゆる完全弾塑性体として近似して、崩壊に至るまでのエネルギ（荷重と変位によりなされる仕事）は架台のふるまいを弾性体として置き換えた場合の復元力（エネルギ）とほぼ同量となるモデル化が

前提となる。

【００７５】

つまり、構造物に水平荷重を作用させた場合に（図１３（ａ）），その位置における水平力Ｐ－水平変位δの関係は、図１３（ｂ）のように簡略化して表現することができ、弾性復元力△OABと弾塑性復元力□OCDEの面積が等しくなる。耐震試験から得られた弾塑性復元力特性は、図１３に示した（ｂ）図のOCD曲線に相当する。

【００７６】

建築基準法では、

① 各部材の断面算定において許容応力度比（σ/ｆ）1.0より小さくなければならない。

【００７７】

② いくら塑性率比が大きくても許容応力度比が1.0より大きく例えば1.3になることはない。

【００７８】

などと規定されている。塑性設計は終局荷重に対して構造物が安全であるかどうかを検討するものであり、終局荷重は作用荷重に荷重係数を乗じて求める。つまり、許容応力度比設計に用いられている設計荷重（作用荷重）に荷重係数（安全率）を乗じた終局荷重を設定し、その荷重の大きさが主要骨組みの機構によって崩壊する荷重（崩壊荷重）に等しくなるように設計を行うことである。

【００７９】

ステップＳ１２０３において、図１４のような、選定された部材ごとに、許容応力度比と荷重係数の関係を求める。

【００８０】

設計荷重（作用荷重）に対する荷重係数倍の荷重の増分は、図１３（ｂ）により示した完全弾塑性体に貯えられるエネルギと弾性体に貯えられるエネルギとが一定に保存されるという前提により、本来は塑性域において変位（歪み）を進展させる降伏水平荷重Pyがさらに弾性変形を進行させる荷重として点Ｃ（Ｐｙ、δｙ）から点Ａ（ＰＥ，δＥ）方向に増加する荷重として置き換えられたことによる

。増加した荷重に対して許容応力度を計算すれば、荷重係数に対応する許容応力度比を求めることは可能である。

【００８１】

耐震補強を施すことで塑性率比が向上したために、弾性範囲と塑性変形の範囲とが拡大されるので、その分、設計可能範囲も弾性範囲（降伏点）を越えて、塑性範囲における荷重の増加分と、その増分荷重に対応する許容応力度比が拡大される。

【００８２】

但し、この荷重増分は、既に説明しているように建築基準法の規定により、許容応力度比＝１．０を超えないという制約条件が課せられる。

【００８３】

耐震補強の効果として、設計可能領域は拡大する。選定された部材に対する許容応力度比の最大値（上限値）１．０に対応する荷重係数が分かれば、この荷重係数はその部材が壊れる終局荷重として特定できる。設計可能領域を最大限に活用した極限設計が可能となる。

【００８４】

＜ステップＳ１２０４＞

ステップＳ１２０４では、ステップＳ１２０３で求めた荷重係数と許容応力度比の関係に基づいて（図１４）、設計荷重の決定、選定した部材の適否などの条件を判定する。

【００８５】

①選定された部材の許容応力度比の上限値１．０を基準として、それに対応する荷重係数を特定する。終局荷重が特定できると、設計荷重を求めることができ、配管サポート点に作用する荷重条件等の適否を判断することができる。

【００８６】

例えば、図１４におけるブレース部材について考察すると、許容応力度比１．０を与える荷重係数は約１．５７であり、この場合の荷重増分は基準となる荷重係数１．０（設計荷重）に対して約５７％増加となる。これよりも大きな荷重が負荷された場合にブレース部材は崩壊（座屈）する。設計荷重（作用荷重）に安

全率を乗じた荷重が終局荷重となるので、荷重係数（安全率）を求めることができれば、許容設計荷重を定量的に把握することができる。

【００８７】

荷重係数１．５７に対する梁部材の許容応力度比は、図１４の関係によると０．９４となり、同様に柱部材の許容応力度比は０．９となり、いずれも許容応力度比は余裕がある。

【００８８】

一方、梁部材の許容応力度比が１．０となる荷重係数は約１．６８であり、柱部材の場合は荷重係数１．７０を超えてもまだ許容応力度比は１．０にならず余裕があることがわかる。

【００８９】

梁、柱、ブレースを部材に含む配管系架台において、荷重係数１．５７に相当する負荷でブレースが座屈しても梁、柱部材はまだ終局荷重に到達しておらず、架台構造は未だ頑健である。

【００９０】

配管系架台を構成する複数種の部材のうち、特定された終局荷重のうち、最小の値がその構造の終局荷重として特定される。

【００９１】

但し、梁や柱部材のように、配管系架台の主要部材の終局荷重が、ブレース部材のような補強要素の終局荷重よりも大きい場合は、主要部材のうちの最小の終局荷重を架台構造の終局荷重として特定する。

【００９２】

②逆に、荷重係数を基準として、選定された部材が所定の許容応力度比（σ／ｆ）の範囲にあるか否か判断することも可能である。

【００９３】

例えば、図１４に示す柱部材について考察すると、荷重係数１．５（荷重増分５０％）の場合、柱部材の許容応力度比（σ／ｆ）は０．８８となっている。すなわち、荷重の増分を５０％と見込んだ場合でも柱部材の許容応力度比は１．０（上限値）以下であり、余裕がある。設計の自由度として与えられている許容応

力度比の範囲内に０．８８があればこの柱部材は設計条件を満足することになる。

【００９４】

設計条件に不適合の場合は、処理をステップＳ１１０３、Ｓ１１０４に戻し、部材の選択、荷重条件などの条件の再設定を行なう（Ｓ１１０３、Ｓ１１０４）。

【００９５】

以上説明したような、終局荷重の特定、材料選定の適否を終了すると、処理を図１１Ａのステップ Ｓ１１０７に進める。

【００９６】

＜ステップＳ１１０７＞

ステップＳ１１０７では、耐震補強部材の傾斜、湾曲など、部材のばらつき情報を測定し、処理する。

【００９７】

＜ステップＳ１１０８＞

ステップＳ１１０８では、配管系架台の製作図面を作成する。

【００９８】

＜ステップＳ１１０９＞

ステップＳ１１０９では、耐震補強を施工するための工事のプランニングを行なう。

【００９９】

＜ステップＳ１１１０、ステップＳ１１１１＞

ステップＳ１１１０では、基礎設計計算（ステップＳ１１９５）に従い、基礎に生じる設計応力のチェックを行い、ステップＳ１１１１で、所定の応力が発生する基礎を耐震補強の対象として選定する。

【０１００】

＜ステップＳ１１１２＞

ステップＳ１１１２では、ステップＳ１１１１で選定された基礎部に対して、耐震補強を施すための設計を行なう。耐震補強の方法としては、先に図４、図５

で説明した方法を施工するための補強部材の寸法を決定する。

【０１０１】

設計方法は、根巻き部分と柱脚部とを直接結合せず、その間に隙間を設けその隙間に充填材を充填することにより、根巻き部分と柱脚部下部側面との界面結合力を低下させ、外力の作用に伴い発生する鉄骨柱脚部の曲げ変形を許容し、発生した鉄骨柱脚部の曲げモーメントの大部分を充填材および根巻き部分で吸収することにより、柱脚部から基礎へ伝達される曲げモーメントを激減させる構造であれば、どのような構造であっても、どのような形状の部材を使用してもよい。

【０１０２】

また、充填材の材質についても防振ゴムに限定されず他の材料、例えば、各種ゴム、エポキシ樹脂などの高分子材料、アルミ板、アルミ合金、亜鉛板、などの金属材料、金属合金材料、アスファルトなどの石油や石炭を原料とする材料など弾性変形あるいは塑性変形する材料であればよい。要は、外力が作用した場合に鉄骨柱脚部の曲げモーメントを吸収可能な材料ならばよい。

【０１０３】

さらに、隙間に充填材を充填せず、空間としてもよい。この場合は、充填材を充填した場合に比べ、隙間の空間部で外力が作用した場合に鉄骨柱脚部の曲げモーメントを吸収する効果は、減少する。しかし、隙間に充填材を充填した場合に比べ、隙間の空間部を生かして外力の作用に伴い発生する鉄骨柱脚部の曲げ変形の許容範囲が広がる。その結果として、鉄骨柱脚部で発生し柱脚部から基礎へ伝達される曲げモーメントは、隙間の空間部によって、低減する。以上述べた２つの効果により、隙間を空間としても隙間に充填材を充填した場合と同様の効果が期待できる。

【０１０４】

＜ステップＳ１１１３＞

ステップＳ１１１３では、ステップＳ１１１２で行なった補強設計の図面作成処理を実行する。

【０１０５】

図１１Ａ、Ｂのフローチャートの処理は、図１０に示す情報処理装置における

ＯＳ１００２の制御の下、ＣＰＵ１０１０が演算処理を実行する。また、部材の許容応力度比チェック（ステップＳ１１０３）で参照した部材特性データベースは予め情報処理装置１００１内のハードディスク等の２次記憶装置１００４ｃやＲＯＭ１００４ａに格納しておいてもよいし、ネットワーク上に接続した他の情報処理装置との間でデータを授受して（１００５）、データを逐次更新したものを利用するようにしてもよい。

【０１０６】

本実施形態では、定量的に求められた塑性率比に従い、配管系架台の真の耐力を求め、どの程度の外力をカバーできるかを明確にすることができる。塑性率比を適用して耐震設計を行なうことにより、最適な部材選定が可能になる。

【０１０７】

実施形態の機能を実現するソフトウェアのプログラムコードを記録した記憶媒体を、システムあるいは装置に供給し、そのシステムあるいは装置のコンピュータ（またはＣＰＵやＭＰＵ）が記憶媒体に格納されたプログラムコードを読出し実行することによっても、本発明の目的が達成されることは言うまでもない。

【０１０８】

この場合、記憶媒体から読み出されたプログラムコード自体が本発明の新規な機能を実現することになり、そのプログラムコードを記憶した記憶媒体は本発明を構成することになる。プログラムコードを供給するための記憶媒体としては、例えば、フロッピーディスク、ハードディスク、光ディスク、光磁気ディスク、ＤＶＤ、ＣＤ－ＲＯＭ、磁気テープ、不揮発性のメモリカード、ＲＯＭ、ＥＥＰＲＯＭ等を用いることができる。

【０１０９】

また、コンピュータが読み出したプログラムコードを実行することにより、前述した実施形態の機能が実現されるだけでなく、そのプログラムコードの指示に基づき、コンピュータ上で稼働しているＯＳ（オペレーティングシステム）等が実際の処理の一部または全部を行い、その処理によって前述した実施形態の機能が実現される場合も含まれることは言うまでもない。さらに、記憶媒体から読み出されたプログラムコードが、コンピュータに挿入された機能拡張ボードやコン

ピュータに接続された機能拡張ユニットに備わるメモリに書き込まれた後、そのプログラムコードの指示に基づき、その機能拡張ボードや機能拡張ユニットに備わるＣＰＵ等が実際の処理の一部または全部を行い、その処理によって前述した実施形態の機能が実現される場合も含まれることは言うまでもない。

【０１１０】

【発明の効果】

以上説明したように、基礎部材の上に立設した柱部材の根巻き型耐震補強によれば、脚部と根巻き部材との間に緩衝部を設け、この緩衝部によって外力が脚部に発生させる曲げモーメントを損失させ、基礎へ伝達させにくくできるので基礎部材が負担する曲げモーメントを軽減できるので、耐震補強をする前に比べて、塑性率比の向上が図れ、部材の弾性範囲、塑性変形の範囲の拡大により設計可能な領域を拡大することが可能になる。

【０１１１】

耐震補強を施した耐震設計方法において、荷重係数、許容応力度比の関係から配管系架台の終局荷重を特定できる。

【０１１２】

塑性率比を適用して耐震設計を行なうことにより、耐震能力に応じた部材選定が可能になる。

【図面の簡単な説明】

【図１】

本実施形態である配管系架台の補強前の全体構成図であり、（ａ）は、鉄骨柱から構成される配管系架台を上からみた平面図であり、（ｂ）は、配管系架台を正面からみた正面図であり、（ｃ）は、配管系架台を側面からみた側面図である

【図２】

配管系架台１において補強が施されていない柱脚部下端部側面の拡大図

【図３】

図２の柱脚部下端部の取付部を図２矢視方向から見た図である。

【図４】

配管系架台１の柱脚部を根巻き型の補強構造で補強した場合の柱脚部の拡大図

である。

【図５】

配管系架台１の柱脚部を根巻き型の補強構造で補強した場合の柱脚部の図４矢視方向の断面図である。

【図６】

耐震試験に使用した補強前の配管系架台１の柱脚部に設置した抵抗線型歪ゲージ１３ａ～１８ａの設置位置を示す図である。

【図７】

耐震試験に使用した補強後の配管系架台１の柱脚部に設置した抵抗線型歪ゲージ１３ｂ～１８ｂの設置位置を示す図である。

【図８】

静的載荷荷重試験によって得られた供試体Ａ及び供試体Ｂの荷重－変位曲線を示す図である。

【図９】

静的荷重載荷試験の結果であり、構造が降伏するまでの変位（降伏変位x_y）と、架台構造が崩壊するまでの変位（最大変位x_u）の測定結果、および塑性率μ（$=x_y/x_u$）の比較を示す図である。

【図１０】

ネットワーク上に接続した情報処理装置の概略構成を示すブロック図である。

【図１１Ａ】

本実施形態における、耐震補強方法の処理工程を説明するためのフローチャートである。

【図１１Ｂ】

本実施形態における、耐震補強方法の処理工程を説明するためのフローチャートである。

【図１２】

部材特性データベースの内容を例示的に示す図である。

【図１３】

エネルギー定則の原理を説明する概念図である。

【図１４】

選定された部材に対する許容応力度比と荷重係数の関係を示す図である。

【図１５】

部材特性データベースの内容を例示する図である。

【符号の説明】

２ａ　柱

２ｂ　梁

２ｃ　ブレース

３　基礎

４　ベースプレート

５　アンカーボルト

６　フープ筋

７　コンクリート

８　補強立上がり筋

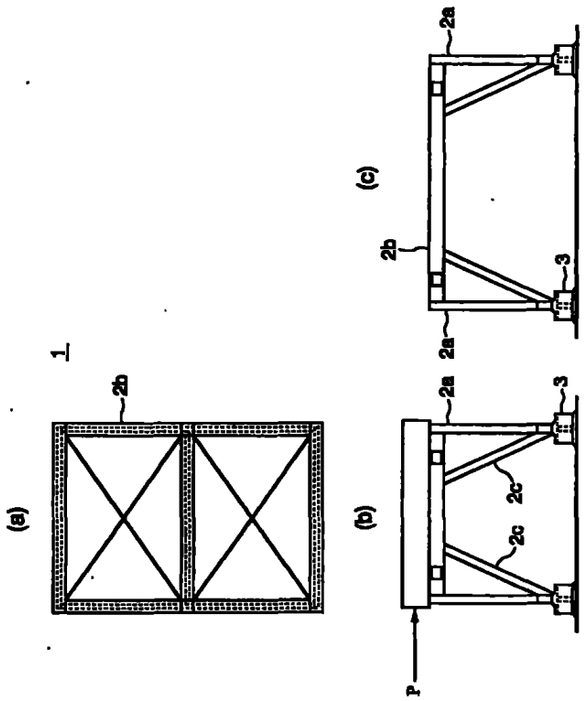
９　アンカーボルト

１０　緩衝部

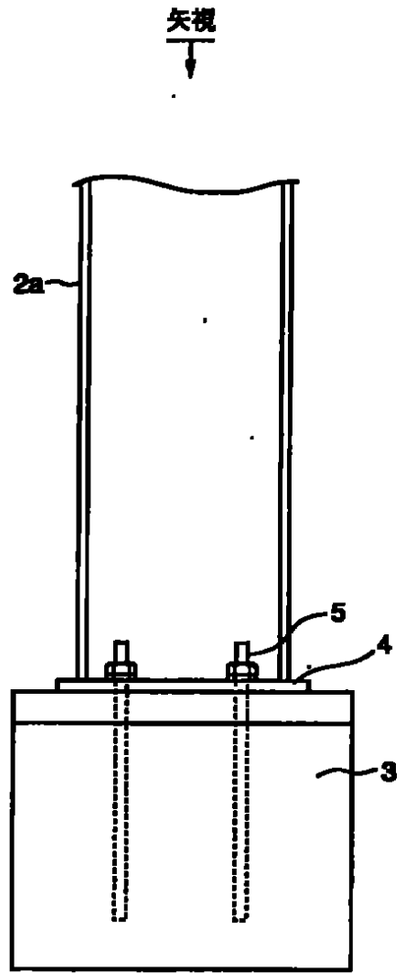
１２　根巻き型補強部材

【 類名】　図面

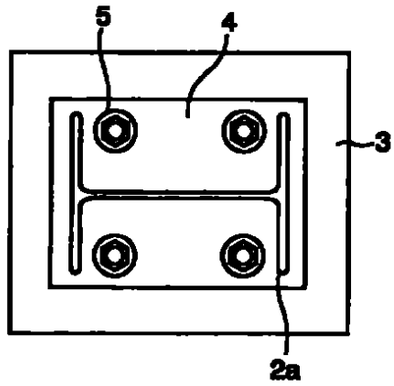
【図1】



【図２】

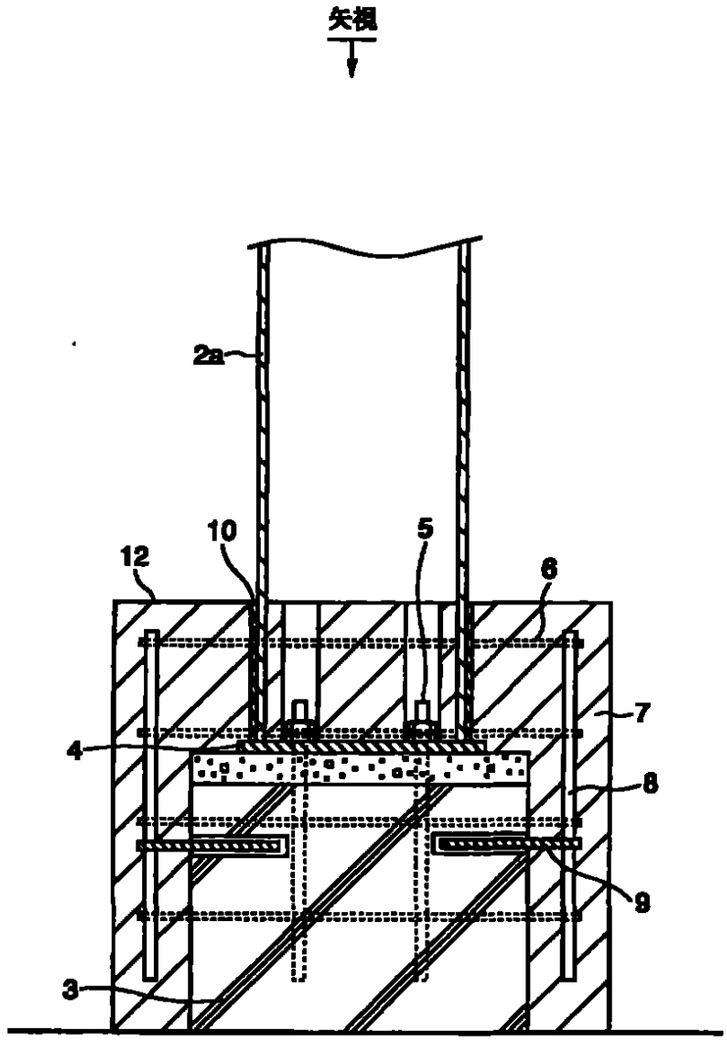


【図３】



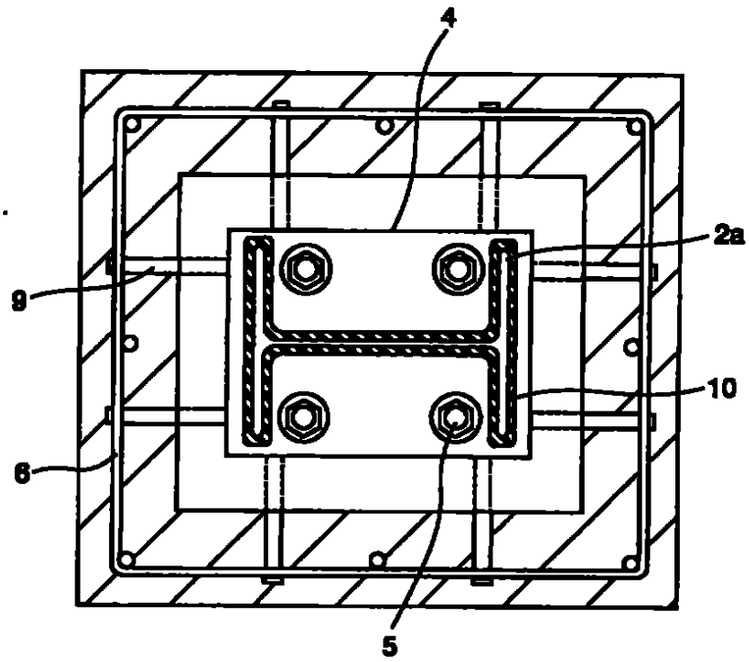
~~101~~ 97

【図４】

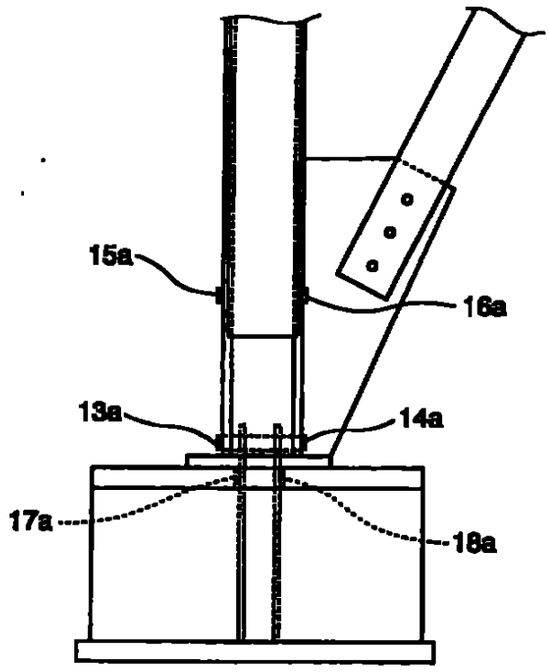


~~102~~
98

【図５】

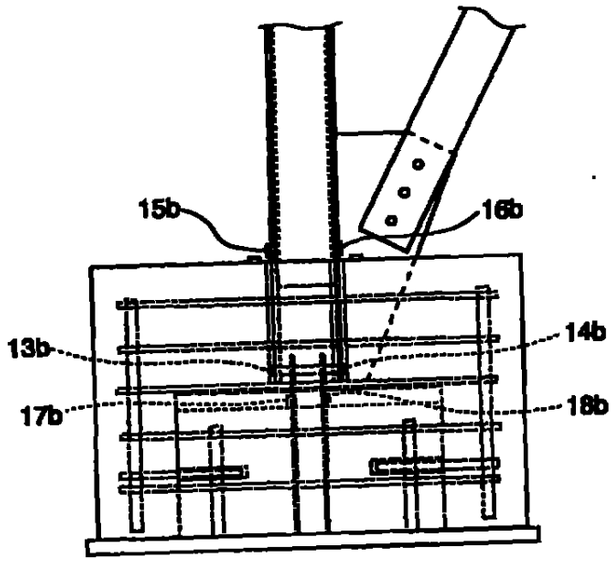


【図６】



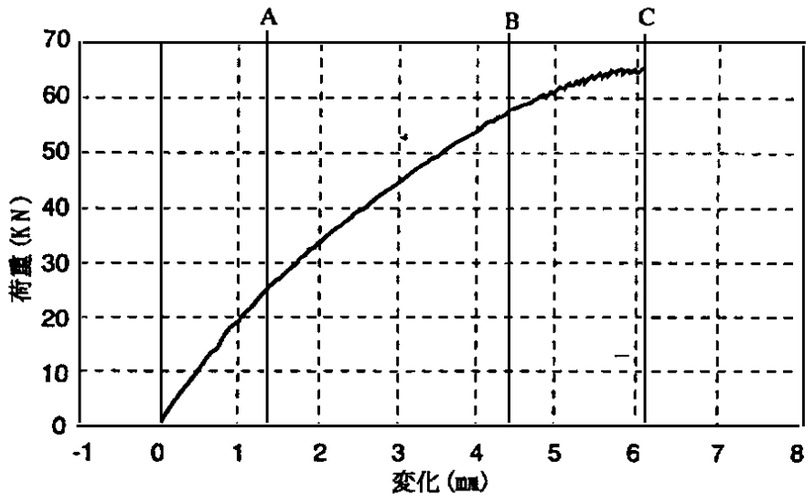
104
100

【図7】



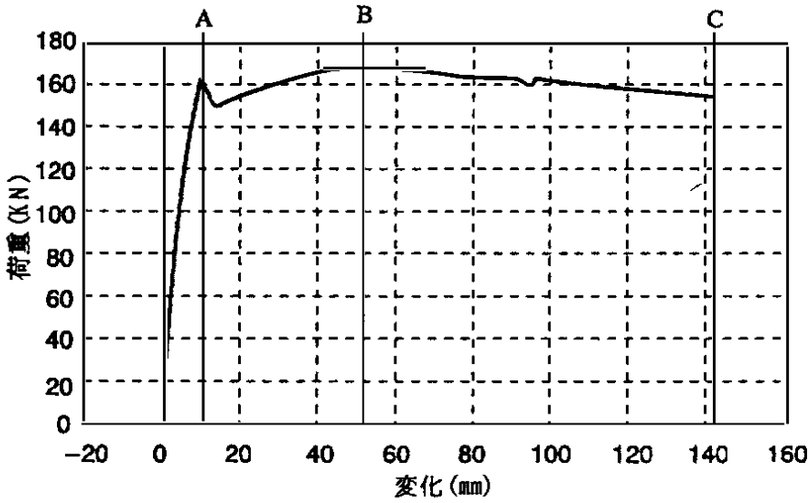
【図８】

(a)



荷重－変化曲線（耐震補強無し）

(b)



荷重－変化曲線（耐震補強有り）

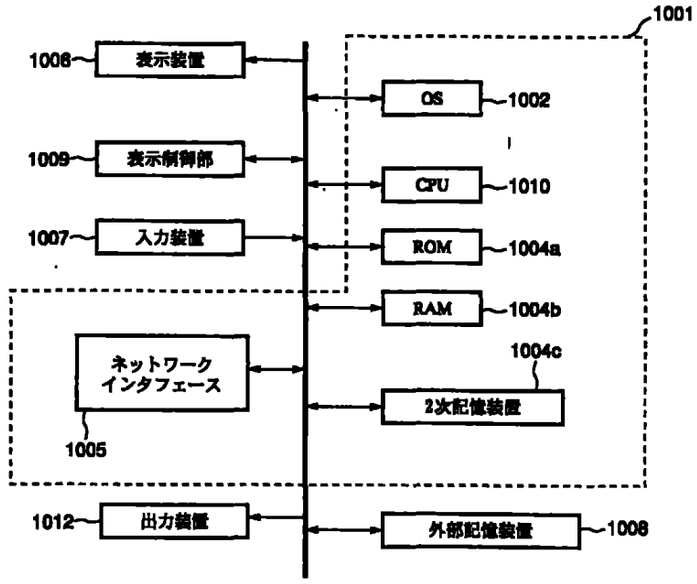
106
102

【図９】

降伏変位、最大変位、塑性率の比較

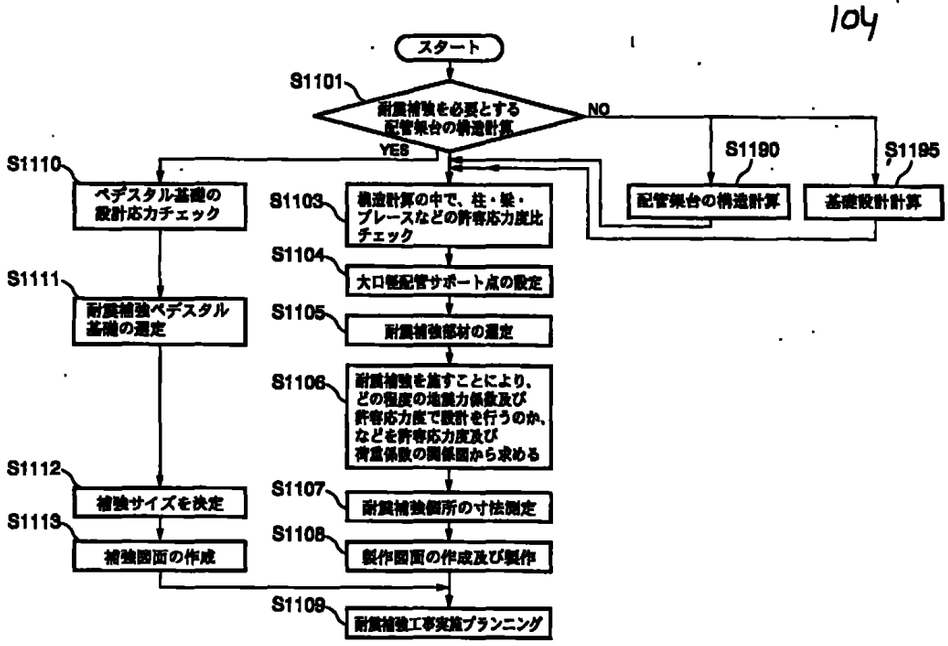
供試体	降伏変位 x_y(mm)	最大変位 x_u(mm)	塑性率 μ
耐震補強無し	1.38	6.12	4.4
耐震補強有り	10.36	142	13.7

【図10】


1001
1006
表示装置
OS
1002
1009
表示制御部
CPU
1010
1007
入力装置
ROM
1004a
RAM
1004b
ネットワーク
インタフェース
1004c
2次記憶装置
1005
1012
出力装置
外部記憶装置
1008

104

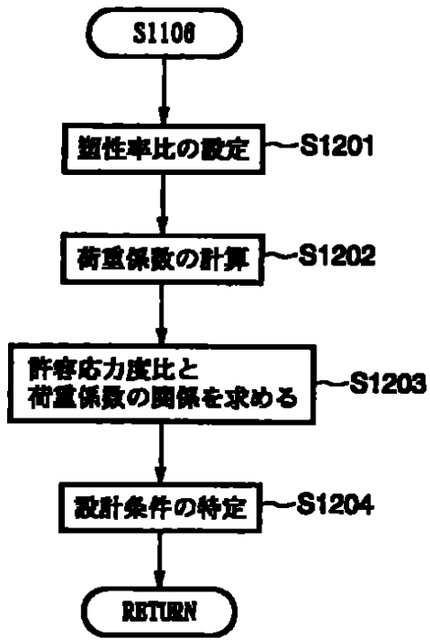
【図１１Ａ】


スタート
S1101
耐震補強を必要とする配管架台の構造計算
NO
YES
S1190
配管架台の構造計算
S1195
基礎設計計算
S1110
ペデスタル基礎の設計応力チェック
S1111
耐震補強ペデスタル基礎の選定
S1112
補強サイズを決定
S1113
補強図面の作成
S1103
構造計算の中で、柱・梁・ブレースなどの許容応力度比チェック
S1104
大口径配管サポート点の設定
S1105
耐震補強部材の選定
S1106
耐震補強を施すことにより、どの程度の地震力係数及び許容応力度で設計を行うのか、などを許容応力度及び荷重係数の関係図から求める
S1107
耐震補強個所の寸法測定
S1108
製作図面の作成及び製作
S1109
耐震補強工事実施プランニング

109

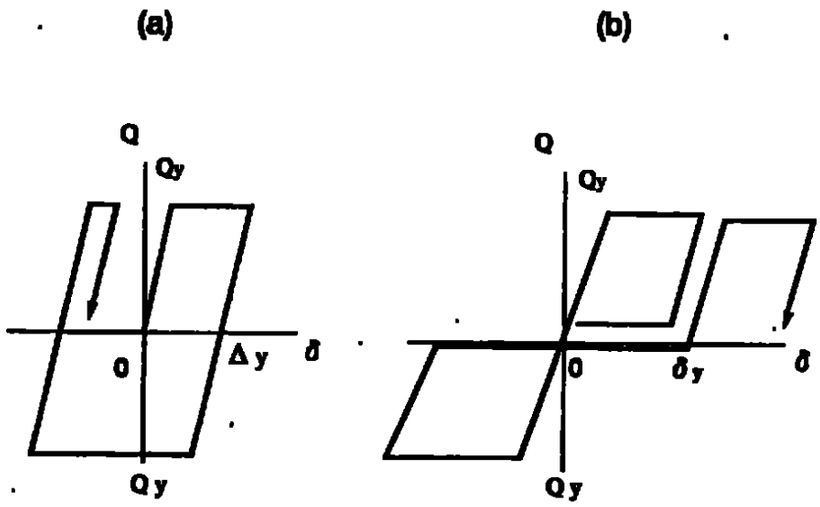
105

【図１１Ｂ】


S1106
塑性率比の設定
S1201
荷重係数の計算
S1202
許容応力度比と
荷重係数の関係を求める
S1203
設計条件の特定
S1204
RETURN

106

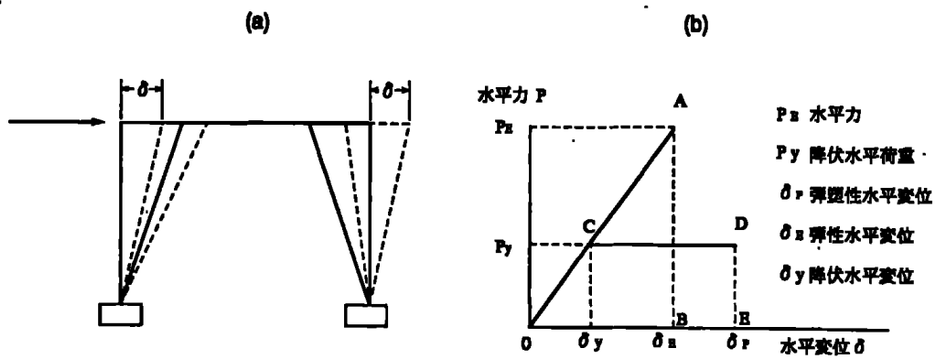
【図１２】



完全弾塑性形　　スリップ形

107

【図１３】

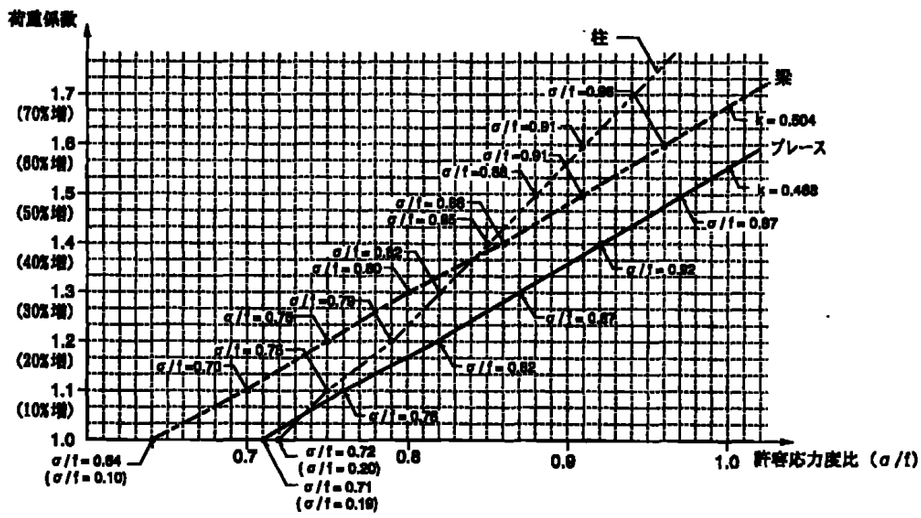


水平荷重P と水平変位δ

構造物の復元力特性

108

【図１４】


荷重係数
1.7
(70%増)
1.6
(60%増)
1.5
(50%増)
1.4
(40%増)
1.3
(30%増)
1.2
(20%増)
1.1
(10%増)
1.0
0.7
0.8
0.9
1.0
許容応力度比（σ/f）
柱
梁
ブレース
k = 0.504
k = 0.468
σ/f = 0.97
σ/f = 0.92
σ/f = 0.87
σ/f = 0.82
σ/f = 0.78
σ/f = 0.72
(σ/f = 0.20)
σ/f = 0.71
(σ/f = 0.19)
σ/f = 0.64
(σ/f = 0.10)

【図15】

C－14パイプラック　(地震時水平震度 K＝0.3)

大梁断面算定表－1

符号	部材	F		lb (cm)	C	lb (cm)		長期 (tm, t)	短期 (tm, t)	短期 (tm, t)	長期 σ/f	短期 σ/f
X3G1 I	H－400＊200＊8＊13 Z＝1190.0 Aw＝32.0	2.4	L	335	1.00	1.60	ML	8.87	9.14	18.01	.47	.63
			C	330	1.00	1.60	MC	6.78	.	6.78	.36	.24
			R	335	1.00	1.60	MR	8.12	9.14	17.26	.43	.61
						0.92	QL	8.36	1.83	10.19	.33	.27
						0.92	QR	6.03	1.83	7.86	.24	.21
X3G1² I	H－346＊174＊6＊9 Z＝641.0 Aw＝20.76	2.4	L	335	1.00	1.35	ML	6.69	.39	7.08	.78	.55
			C	330	1.00	1.36	MC	4.32		4.32	.50	.33
			R	335	1.00	1.35	MR	6.53	.39	6.92	.76	.54
						0.93	QL	4.39	.32	4.71	.27	.19
						0.93	QR	4.35	.32	4.67	.27	.19
Y3G1 I	H－350＊175＊7＊11 Z＝775.0 Aw＝24.5	2.4	L	300	1.00	1.60	ML	5.17	2.01	7.18	.42	.39
			C	400	1.00	1.28	MC	2.53		2.53	.37	.24
			R	200	1.00	1.60	MR	8.93	1.61	10.44	.72	.67
						0.92	QL	2.90	.41	3.31	.15	.11
						0.92	QR	5.81	.33	6.14	.30	.21
X2G1 I	H－250＊250＊9＊14 Z＝867.0 Aw＝22.5	2.4	L	335	1.00	1.60	ML	2.10	11.04	13.14	.16	.64
			C	330	1.00	1.60	MC	1.76		1.76	.13	.09
			R	335	1.00	1.60	MR	2.07	11.04	13.11	.16	.63
						0.92	QL	1.79	8.97	8.76	.10	.33
						0.92	QR	1.57	8.97	8.54	.09	.32

註記：表中の記号は　M－曲げモーメント
Q－せん断力
lb－座屈長さ
fb－許容曲げ応力
fs－許容せん断応力

【　類名】　　要約書

【要約】

【課題】　耐震補強を施した配管系架台において、その耐震性能に適合する部材を選定したときの終局荷重を特定する。

【解決手段】　耐震補強構造を構成する部材を、その部材の許容応力度比を基準に選定し、その選定された部材が耐震補強により変形倍率として許容される塑性率比を設定する。選定された部材に作用する塑性範囲の増分荷重を、設定された塑性率比に基づき演算し、併せて対応する許容応力度比を求める。求められた許容応力度比を最大値１．０としたときに、対応する塑性範囲の増分荷重を、選定された部材が崩壊する終局荷重として特定する。

【選択図】　図１１Ａ

H5
111

職権訂正履歴（職権訂正）

特許出願の番号	特願２０００－３９３３５７
受付番号	５０００１６７３１３０
類名	特許願
担当官	野口　耕作　　１６１０
作成日	平成１３年　１月１１日

＜訂正内容１＞
訂正ドキュメント
　誌
訂正原因
職権による訂正
訂正メモ
【特許出願人】「 株式会社　ジョンクエルコンサルティング」の【識別番号】を訂正しました。
訂正前内容
【特許出願人】
　【識別番号】　596002423
　【住所又は居所】　東京都杉並区高井戸東１丁目１番３０号
　【氏名又は名称】　株式会社　ジョンクエルコンサルティング
訂正後内容
【特許出願人】
　【識別番号】　500002423
　【住所又は居所】　東京都杉並区高井戸東１丁目１番３０号
　【氏名又は名称】　株式会社　ジョンクエルコンサルティング

次頁無

46
1:2

認定・付加情報

特許出願の番号	特願２０００－３９３３５７
受付番号	５０００１６７３１３０
類名	特許願
担当官	野口　耕作　　１６１０
作成日	平成１３年　１月１５日

＜認定情報・付加情報＞

【特許出願人】
- 【識別番号】 593017913
- 【住所又は居所】 新潟県北蒲原郡聖籠町東港一丁目１６１２－３２
- 【氏名又は名称】 日本海エル・エヌ・ジー株式会社

【特許出願人】
- 【識別番号】 000006208
- 【住所又は居所】 東京都千代田区丸の内二丁目５番１号
- 【氏名又は名称】 三菱重工業株式会社

【特許出願人】
- 【識別番号】 500002423
- 【住所又は居所】 東京都杉並区高井戸東１丁目１番３０号
- 【氏名又は名称】 株式会社ジョンクェルコンサルティング

【代理人】 申請人
- 【識別番号】 100076428
- 【住所又は居所】 東京都千代田区紀尾井町３番６号　秀和紀尾井町パークビル７Ｆ　大塚国際特許事務所
- 【氏名又は名称】 大塚　康徳

【選任した代理人】
- 【識別番号】 100101306
- 【住所又は居所】 東京都千代田区紀尾井町３番６号　秀和紀尾井町パークビル７Ｆ　大塚国際特許事務所
- 【氏名又は名称】 丸山　幸雄

【選任した代理人】
- 【識別番号】 100115071
- 【住所又は居所】 東京都千代田区紀尾井町３番６号　秀和紀尾井町パークビル７Ｆ　大塚国際特許事務所
- 【氏名又は名称】 大塚　康弘

次頁無

117
113

出願人履歴情報

識別番号　〔５９３０１７９１３〕

１．変更年月日　１９９３年　１月２７日
［変更理由］　新規登録
住　所　新潟県北蒲原郡聖籠町東港一丁目１６１２－３２
氏　名　日本海エル・エヌ・ジー株式会社

出 願 人 履 歴 情 報

識別番号　〔０００００６２０８〕

１．変更年月日　１９９０年　８月１０日
［変更理由］　新規登録
住　所　東京都千代田区丸の内二丁目５番１号
氏　名　三菱重工業株式会社

H9
115

出 願 人 履 歴 情 報

識別番号　〔５０００２４２３〕

１．変更年月日　１９９９年１２月１７日
［変更理由］　新規登録
住　所　東京都杉並区高井戸東１丁目１番３０号
氏　名　株式会社ジョンクェルコンサルティング

NOTA DEL TRADUCTOR: LOS DOCUMENTOS QUE SE TRADUCEN A CONTINUACIÓN FORMAN PARTE DE UN PAQUETE DE DOCUMENTOS PERTINENTES A UNA PATENTE SOLICITADA EN JAPÓN, TODOS LOS CITADOS DOCUMENTOS ESTÁN UNIDOS MEDIANTE UNA CINTA AMARILLA Y EN CUYO LADO INFERIOR IZQUIERDO APARECE UN SELLO DE LA OFICINA DE PATENTES DE JAPÓN.

(Traducción)

DECLARACIÓN

Yo, Nobuyoshi Yarita, residente en séptimo piso, Shuwa Kiocho Park., 3-6-, Kiocho, Chiyoda-ku, Tokio, Japón, por medio del presente solemnemente y sinceramente declaro que entiendo muy bien los idiomas Ingles y Japonés y que la traducción en Ingles anexa es una traducción correcta y confiable del documento de prioridad de la solicitud japonesa No.2000-393357.

Noviembre 29, 2001

(firmado)
Nobuyoshi Yarita
7 Piso, Shuwa Biochio Park Bld.,
3-6, Kiochio, Chiyoda-ku,
Tokio, Japón

(Traducción de la pagina frontal del documento de prioridad de la solicitud de patente Japonesa No.2000-393357)

OFICINA DE PATENTES DE JAPÓN

Esto es para certificar que la copia anexa es verdadera de la siguientes solicitud como fue presentada en esta oficina.

Fecha de Solicitud	:	Diciembre 25, 2000
Solicitud numero	:	Solicitud de patente No.2000-393357
Solicitante	:	NIHONKAI LING CO., LTD.
		MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD.

Jonquil Consulting Inc.

Noviembre 16, 2001

Comisionado,

Oficina de Patentes Japonesa Kouso Oikawa

Numero de Certificación 2001-3100312

DECLARATION

I, Nobuyoshi Yarita, residing at 7 th Fl., Shuwa Kioicho Park Bldg., 3-6, Kioicho, Chiyoda-ku, Tokyo, Japan, do hereby solemnly and sincerely declare that I well understand the English and Japanese languages and that the attached English translation is a correct and faithful translation of the priority document of Japanese Patent Application No. 2000-393357.

November 29, 2001

鎗田 伸宜

Nobuyoshi Yarita

7 th Fl., Shuwa Kioicho Park Bldg.,
3-6, Kioicho, Chiyoda-ku,
Tokyo, Japan

~~123~~
119

(Translation of the front page
of the priority document of
Japanese Patent Application
No. 2000-393357)

JAPAN PATENT OFFICE

This is to certify that the annexed is a true copy of the following application as filed with this Office.

Date of Application : December 25, 2000

Application Number : Patent Application
No. 2000-393357

Applicant(s) : NIHONKAI LNG Co., LTD
MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD.
Jonquil Consulting Inc.

November 16, 2001

Commissioner,

Japan Patent Office Kouzo Oikawa

Certification Number 2001-3100312

T24
120

Translation of Japanese Patent Application No. 2000-393357

[Type of Document(s)]	Application for Patent
[Reference Number]	2000P1936
[Filing Date]	December 25, 2000
[Addressee]	Director-General of the Patent Office, Esq.
[International Patent Classification]	E04G 23/00
[Title of The Invention]	DESIGN ANALYSIS OF EARTHQUAKE-PROOF REINFORCEMENT STRUCTURE, AND STORAGE MEDIUM
[Number of Claim(s)]	14
[Inventor(s)]	
[Address/Domicile]	1612-32, Higashiko 1-chome, Seiromachi, Kitakanbara-gun, Niigata, Japan
[Name]	Hajime Anzai
[Inventor(s)]	
[Address/Domicile]	1612-32, Higashiko 1-chome, Seiromachi, Kitakanbara-gun, Niigata, Japan
[Name]	Takashi Tachikawa
[Inventor(s)]	
[Address/Domicile]	c/o MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD. 5-1, Marunouchi 2-chome, Chiyoda-ku, Tokyo, Japan
[Name]	Keijiro Yoshida
[Inventor(s)]	
[Address/Domicile]	c/o MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD. 5-1, Marunouchi 2-chome, Chiyoda-ku, Tokyo, Japan
[Name]	Hiroshi Sudo
[Inventor(s)]	
[Address/Domicile]	c/o TAKASAGO Research & Development Center MITSUBISHI HEAVY

	INDUSTRIES, LTD. 1-1, Arai-cho Shinhama 2-chome, Takasago, Hyogo-ken, Japan
[Name]	Tomomichi Nakamura
[Inventor(s)]	
[Address/Domicile]	1-30, Takaidohigashi 1-chome, Suginami-ku, Tokyo, Japan
[Name]	Shigeru Ochiai
[Applicant for Patent]	
[Identification Number]	593017913
[Name]	NIHONKAI LNG Co., LTD
[Applicant for Patent]	
[Identification Number]	000006208
[Name]	MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD.
[Applicant for Patent]	
[Identification Number]	596002423
[Address/Domicile]	1-30, Takaidohigashi 1-chome, Suginami-ku, Tokyo, Japan
[Name]	Jonquil Consulting Inc.
[Agent]	
[Identification Number]	100076428
[Patent Attorney]	
[Name]	Yasunori Ohtsuka
[Telephone Number]	03-5276-3241
[Selected Agent]	
[Identification Number]	100101306
[Patent Attorney]	
[Name]	Yukio Maruyama
[Telephone Number]	03-5276-3241
[Selected Agent]	
[Identification Number]	100115071
[Patent Attorney]	
[Name]	Yasuhiro Ohtsuka
[Telephone Number]	03-5276-3241

[Detail of Fee(s)]		
[Register Number of Prepayment]	003458	
[Amount of Payment]	21000	
[List of attached documents]		
[Classification]	Specification	1
[Classification]	Drawing(s)	1
[Classification]	Abstract	1
[Proof Required? Y/N]	Yes	

123

[Type of the Document] Specification

[Title of the Invention] DESIGN ANALYSIS OF EARTHQUAKE-PROOF REINFORCEMENT STRUCTURE, AND STORAGE MEDIUM

[What Is Claimed Is:]

[Claim 1] A design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure, characterized by comprising:

the selection step of selecting a member of the earthquake-proof reinforcement structure with reference to an allowable stress intensity ratio of the member;

the ductility factor ratio setting step of setting a ductility factor ratio allowable as a deformation magnification by earthquake-proof reinforcement of the selected member;

the load factor calculation step of calculating an increase in load in a plasticity range, which acts on the selected member, on the basis of the set ductility factor ratio;

the calculation step of calculating an allowable stress intensity ratio corresponding to the increase in load in the plasticity range; and

the specifying step of, when the calculated allowable stress intensity ratio is defined as a maximum value, specifying the corresponding increase in load in the plasticity range as an ultimate load at

which the selected member collapses.

[Claim 2] The design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure according to claim 1, characterized in that the maximum value of the allowable stress intensity ratio is 1.0.

[Claim 3] The design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure according to claim 1, characterized in that the ductility factor ratio in earthquake-proof reinforcement having a damper portion arranged between a base of a column member and a reinforcing member using concrete with pedestal foundation in the earthquake-proof reinforcement structure is not less than 3.

[Claim 4] The design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure according to claim 1, characterized in that in the selection step, a load of an object supported by the earthquake-proof reinforcement structure is used as a condition for member selection.

[Claim 5] The design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure according to claim 1, characterized in that in the specifying step, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a plurality of types of members, ultimate loads specified for the respective members are compared, and a minimum ultimate load of the ultimate loads is specified as the ultimate load of the earthquake-proof

reinforcement structure.

[Claim 6] The design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure according to claim 1, characterized in that in the specifying step, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a main member and a reinforcing member for reinforcing the main member, ultimate loads specified for the respective members are compared, and when the ultimate load of the main member is larger than that of the reinforcing member, the ultimate load of the main member is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[Claim 7] The design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure according to claim 6, characterized in that the main member comprises a beam or column member, and the reinforcing member comprises a brace member.

[Claim 8] A storage medium which stores a program module for causing a computer to execute a design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure, characterized in that the program module comprises:

a selection module for selecting a member of the earthquake-proof reinforcement structure with reference to an allowable stress intensity ratio of the member;

a ductility factor ratio setting module for setting a ductility factor ratio allowable as a

deformation magnification by earthquake-proof reinforcement of the selected member;

a load factor calculation module for calculating an increase in load in a plasticity range, which acts on the selected member, on the basis of the set ductility factor ratio;

a calculation module for calculating an allowable stress intensity ratio corresponding to the increase in load in the plasticity range; and

a specifying module for, when the calculated allowable stress intensity ratio is defined as a maximum value, specifying the corresponding increase in load in the plasticity range as an ultimate load at which the selected member collapses.

[Claim 9] The storage medium according to claim 8, characterized in that the maximum value of the allowable stress intensity ratio is 1.0.

[Claim 10] The storage medium according to claim 8, characterized in that the ductility factor ratio in earthquake-proof reinforcement having a damper portion arranged between a base of a column member and a reinforcing member using concrete with pedestal foundation in the earthquake-proof reinforcement structure is not less than 3.

[Claim 11] The storage medium according to claim 8, characterized in that in the selection module, selection processing of the member is executed using a

load of an object supported by the earthquake-proof reinforcement structure as a condition for member selection.

[Claim 12] The storage medium according to claim 8, characterized in that in the specifying module, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a plurality of types of members, ultimate loads specified for the respective members are compared, and a minimum ultimate load of the ultimate loads is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[Claim 13] The storage medium according to claim 8, characterized in that in the specifying module, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a main member and a reinforcing member for reinforcing the main member, ultimate loads specified for the respective members are compared, and when the ultimate load of the main member is larger than that of the reinforcing member, the ultimate load of the main member is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[Claim 14] A design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure, characterized by comprising the steps of:

designing selected members on the basis of an ultimate load specified by a design analysis according to claim 1; and

designing earthquake-proof reinforcement by providing a damper portion between a base of a column member of the designed selected members and a reinforcing member using concrete with pedestal foundation.

[Detailed Description of the Invention]

[0001]

[Technical Field to Which the Invention Belongs]

The present invention relates to a design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure for a pipe rack which supports an energy transport pipe used in a plant such as a natural gas (LNG) stock facility, and a storage medium which stores a program module for causing a computer to execute the analysis.

[0002]

[Prior Art]

Mankind has suffered heavily from earthquakes. Even in last several years, the Great Hanshin-Awaji Earthquake (Japan), Izmit Earthquake (Turk), Chichi Earthquake (Taiwan), and the like damaged utility life lines. Especially, in the Great Hanshin-Awaji Earthquake, three days were required to recover power and several months for city gas. This made people realize that comprehensive examination was necessary for the safety of utilities. Recently, taking advantage of lessons given by, e.g., the destruction of

highways in the Great Hanshin-Awaji Earthquake, various earthquake-proof reinforcement methods have been examined to improve the strengths of constructions in case of an earthquake, including existing buildings and structures built under the old earthquake-proof design standard, assuming a greater earthquake.

[0003]

For example, as earthquake-proof reinforcement methods for existing steel framed reinforced concrete structures, a method of winding a reinforcing bar and additionally placing concrete to improve the strength of a column member, a design method of winding a steel plate to reinforce a column member, and the like have been proposed.

[0004]

However, in conventional design techniques applied to a pipe rack and the like, members such as beams, columns, or braces are selected without taking an ultimate load (true strength) until the pipe rack finally breaks into consideration. That is, for the relationship between a structure and an external force that the structure should withstand, a member with or without a sufficient strength may be selected, and no quantitative evaluation is reflected at the stage of design.

[0005]

[Problems That the Invention Is to Solve]

As a problem in the conventional earthquake-proof reinforcement method for a rack structure, when a steel column base and foundation are rigidly connected by jointing a reinforcing fitment to the joint portion between the column and a beam at the lower end of the steel column or applying reinforced concrete with pedestal foundation, the column base support method by the foundation changes from pin to a fixed condition, and a shearing force or bending strength is transmitted to the foundation through the new interface between the column base and the reinforcing fitment or reinforced concrete. The shearing force or bending moment transmitted to the foundation increases with increasing magnitude of a seismic force. Hence, if the steel column base and the foundation are rigidly connected, the foundation itself cannot withstand a force more than allowable stress intensity and may break.

[0006]

Therefore, conventional strength design for a foundation ensures a sufficient safety factor against an axial force, though the safety factor against a bending moment has no sufficient margin as compared to that for an axial force. Hence, when the allowable stress of a foundation has some margin, the earthquake-proof reinforcement method of applying a cover plate to a column or beam can be preferably used. However, when the allowable stress of a foundation is

designed with little margin, the method of simply reinforcing a column or beam using a cover plate is not preferable.

[0007]

In the conventional pipe rack design, members such as beams, columns, or braces are selected without taking an ultimate load (true strength) until the pipe rack finally breaks into consideration. That is, for the relationship between a rack structure and a load that the structure should withstand, members having a sufficient strength and members without any sufficient strength may be consequently selected and mixed, and quantitative evaluation for load condition and member selection in consideration of situations until the entire pipe rack collapses is not reflected at the stage of design.

[0008]

In addition, it is very important for structure design to quantitatively estimate the ultimate load of a pipe rack whose earthquake-proof performance is improved by extending the elastic region and plastic deformation region by earthquake-proof reinforcement. However, it is difficult to quantitatively evaluate this factor, and this evaluation has been done based on designer's experience.

[0009]

[Means of Solving the Problems]

In the present invention, as an earthquake-proof reinforcement method, in reinforcing the base of a column member standing on the foundation of a pipe rack by a concrete member with pedestal foundation, an earthquake-proof reinforcement structure using concrete with pedestal foundation for a column member is applied to the pipe rack, in which a damper portion is provided between the column base and the concrete member with pedestal foundation, and a bending moment generated in the base by an external force is reduced by the damper portion such that it is hardly transmitted to the foundation, thereby reducing the bending moment that the foundation member takes a share.

[0010]

It is an object of the present invention to provide a design analysis of evaluating, on the basis of a ductility factor ratio, the degree of a load that can be covered by a pipe rack having an earthquake-proof reinforcement structure using concrete with pedestal foundation, quantitatively obtaining the relationship between a load factor (seismic intensity) representing an increase in load and the allowable stress intensity ratio (σ/f) for each of the column, beam, and brace as the elements of the pipe rack, and specifying the ultimate load at which each element or the entire structure breaks from given design conditions, and a storage medium which stores a program

module for causing a computer to execute the analysis.

[0011]

In order to achieve the above object, a design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure and storage medium according to the present invention are mainly characterized by the following arrangements.

[0012]

That is, a design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure is characterized by comprising:

the selection step of selecting a member of the earthquake-proof reinforcement structure with reference to an allowable stress intensity ratio of the member;

the ductility factor ratio setting step of setting a ductility factor ratio allowable as a deformation magnification by earthquake-proof reinforcement of the selected member;

the load factor calculation step of calculating an increase in load in a plasticity range, which acts on the selected member, on the basis of the set ductility factor ratio;

the calculation step of calculating an allowable stress intensity ratio corresponding to the increase in load in the plasticity range; and

the specifying step of, when the calculated allowable stress intensity ratio is defined as a maximum value, specifying the corresponding increase in load in the plasticity range as an ultimate load at

which the selected member collapses.

[0013]

The analysis method of the earthquake-proof reinforcement structure is characterized in that in the selection step, a load of an object supported by the earthquake-proof reinforcement structure is used as a condition for member selection.

[0014]

The analysis method of the earthquake-proof reinforcement structure is characterized in that in the specifying step, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a plurality of types of members, ultimate loads specified for the respective members are compared, and a minimum ultimate load of the ultimate loads is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[0015]

The analysis method of the earthquake-proof reinforcement structure is characterized in that in the specifying step, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a main member and a reinforcing member for reinforcing the main member, ultimate loads specified for the respective members are compared, and when the ultimate load of the main member is larger than that of the reinforcing member, the ultimate load of the main member is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[0016]

A storage medium which stores a program module for causing a computer to execute a design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure, is characterized in that the program module comprises:

a selection module for selecting a member of the earthquake-proof reinforcement structure with reference to an allowable stress intensity ratio of the member;

a ductility factor ratio setting module for setting a ductility factor ratio allowable as a deformation magnification by earthquake-proof reinforcement of the selected member;

a load factor calculation module for calculating an increase in load in a plasticity range, which acts on the selected member, on the basis of the set ductility factor ratio;

a calculation module for calculating an allowable stress intensity ratio corresponding to the increase in load in the plasticity range; and

a specifying step for, when the calculated allowable stress intensity ratio is defined as a maximum value, specifying the corresponding increase in load in the plasticity range as an ultimate load at which the selected member collapses.

[0017]

The storage medium is characterized in that in the selection module, selection processing of the

member is executed using a load of an object supported by the earthquake-proof reinforcement structure as a condition for member selection.

[0018]

The storage medium is characterized in that in the specifying module, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a plurality of types of members, ultimate loads specified for the respective members are compared, and a minimum ultimate load of the ultimate loads is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[0019]

The storage medium is characterized in that in the specifying module, for an earthquake-proof reinforcement structure formed from a main member and a reinforcing member for reinforcing the main member, ultimate loads specified for the respective members are compared, and when the ultimate load of the main member is larger than that of the reinforcing member, the ultimate load of the main member is specified as the ultimate load of the earthquake-proof reinforcement structure.

[0020]

A design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure, is characterized by comprising the steps of:

designing selected members on the basis of an

ultimate load specified by the above design analysis; and

designing earthquake-proof reinforcement by providing a damper portion between a base of a column member of the designed selected members and a reinforcing member using concrete with pedestal foundation, which reinforces the base.

[0021]

[Embodiment]

<Description of Earthquake-Proof Reinforcement Structure>

An earthquake-proof reinforcement method to be applied to a pipe rack will be described with reference to the accompanying drawings. Fig. 1 shows views of the entire structure of a pipe rack 1 before reinforcement. Fig. 1(a) is a plan view of the pipe rack 1 formed from steel columns 2a (e.g., H steel), Fig. 1(b) is a front view of the pipe rack 1, and Fig. 1(c) is a side view of the pipe rack 1. Each steel column 2a stands on a foundation 3, as shown in Fig. 1(b). A beam 2b is fixed between two columns 2a, which are reinforced by brace members 2c.

[0022]

Fig. 2 is an enlarged view showing a lower-end side surface of an unreinforced column base of the pipe rack 1. Fig. 3 is a view showing the attachment portion of the lower end of the column base shown in

Fig. 2 when viewed from the direction of the arrow in Fig. 2. Figs. 2 and 3 show a state wherein the unreinforced steel column 2a is welded to a base plate 4 and connected to the foundation 3 by anchor bolts 5.

[0023]

Fig. 4 is an enlarged view of the column base of the pipe rack 1, which is reinforced by a reinforcement structure using concrete with pedestal foundation. Fig. 5 is a sectional view of the column base of the pipe rack 1, which is reinforced by the reinforcement structure using concrete with pedestal foundation, when viewed from the direction of the arrow in Fig. 4. A procedure of forming the earthquake-proof reinforcement structure (concrete portion 12 with pedestal foundation) on the foundation of the pipe rack will be described below with reference to Fig. 4.

[0024]

The concrete portion 12 with pedestal foundation is formed by placing anchor bolts 9 for fixing the concrete portion 12 with pedestal foundation to the foundation 3, and tops 8 of reinforcement and hoop iron rod 6 arranged around the foundation 3, then arranging a form for forming a predetermined gap 10 around the steel column 2a, and finally pouring concrete. Next, the form buried around the steel column 2a is removed to form the gap 10 around the steel column 2a. The thus obtained gap 10 is filled with a predetermined

selected filler (e.g., vibration isolating rubber), thereby forming a reinforcement structure using concrete with pedestal foundation.

[0025]

<Pipe Rack Reinforced by Earthquake-Proof Reinforcement Structure>

<Evaluation of Earthquake-Proof Performance>

To verify the reinforcement effect of the pipe rack 1 having the earthquake-proof reinforcement structure using concrete with pedestal foundation, a static loading test was conducted by applying a static load to a rack having no earthquake-proof reinforcement structure (to be referred to as "model A" hereinafter) and a rack having an earthquake-proof reinforcement structure (to be referred to as "model B" hereinafter) to grasp the strength (ultimate strength) beyond the yield point of members such as a beam, brace, and column.

[0026]

This test will be described with reference to Figs. 6 and 7.

[0027]

Fig. 6 is a view showing the set positions of wire strain gauges 13a to 18a set at the column base of the pipe rack 1 used for the earthquake-proof test before reinforcement. Fig. 7 is a view showing the set positions of wire strain gauges 13b to 18b set at the

column base of the pipe rack 1 used for an earthquake-proof test after reinforcement. A static load P is horizontally applied to the beams of model A, as shown in Fig. 1(b), and a displacement generated when the load P is gradually increased is measured by the strain gauges. The load P is also applied to the same position of model B.

[0028]

<Comparison between Yield Displacement, Maximum Displacement, and Ductility Factor>

Fig. 8 shows load-displacement curves of the models A and B obtained by the static loading test. As is supposed by this test, in model A having no earthquake-proof reinforcement structure, stress on each member was gradually increased by the load, and the anchor bolts exceeded the yield point at a load of 25 (kN) (point A in Fig. 8(a)) and entered a plastic region at a load of 58 (kN) (point B in Fig. 8(a)). After that, as loading was continued, only strain increased, and the anchor bolts caused ductile fracture at a load of 67 (kN). This point is regarded as the collapse point of model A (point C in Fig. 8(a)). It was confirmed that the ultimate strength of the pipe rack having no earthquake-proof reinforcement structure was determined by the strength of the anchor bolts.

[0029]

On the other hand, in model B having an

earthquake-proof reinforcement structure, it was confirmed that the members exceeded the yield point due to loading in the order of the compression-side braces and the beams and columns in the loading direction. The compression braces exceeded the plastic region at a load of 160 (kN) (point A in Fig. 8(b)). After that, as loading was continued, only displacement increased, and the braces completely buckled at a load of 170 (kN). Since the strength of the anchor bolts was increased by concrete with pedestal foundation on the pedestal foundation (Fig. 4), and the columns and beams were reinforced by plates, the compression-side braces buckled first. The braces ruptured at a displacement of 142 (mm) (point C in Fig. 8(b)). This is the collapse point of model B (point C in Fig. 8(b)).

[0030]

According to the curves shown in Figs. 8(a) and 8B, the yield point is not conspicuous for model A (Fig. 8(a)) having no earthquake-proof reinforcement structure, though the yield point is conspicuous for the rack having the earthquake-proof reinforcement structure (Fig. 8(b)), i.e., the characteristic until the final rupture is obviously different from Fig. 8(a).

[0031]

Fig. 9 is a table showing the result of a static loading test, i.e., the comparison between the measurement results of the displacement (yield

displacement x_y) until the rack structure yields and displacement (maximum displacement x_u) until the rack structure collapses and the ductility factor μ (= x_y/x_u) as the ratio of the yield displacement to the maximum displacement. Referring to Fig. 9, the ductility factor of model B having the earthquake-proof reinforcement structure is about three times that of the structure (model A) having no reinforcement structure (13.7/4.4 = 3.11). The ratio of ductility factors will be referred to as a "ductility factor ratio".

[0032]

The ductility factor ratio of a structure having an earthquake-proof reinforcement structure means a deformation magnification, for a structure having no reinforcement structure, at which the structure can deform (including both the elastic region and plastic deformation region). That the ductility factor ratio increases to three times physically means that a three-fold energy (the area of a portion surrounded by the load-displacement curve) is required until the structure is deformed by a load and collapses, i.e., the difficulty in collapse of the structure increases to three times.

[0033]

Fig. 8 shows the displacements obtained by a static load. A displacement by a dynamically applied

vibration is smaller than the displacement by the static loading test. This is because an eccentric moment acts on each member due to the dynamically applied vibration to generate a stress loss. Hence, in designing a rack, a static load is primarily taken into consideration.

[0034]

As shown in Figs. 4 and 5, in this embodiment, a damper portion 10 that forms a gap of about 10 to 15 mm is formed around the column member 2, and the damper portion 10 is filled with a filler which has a high compression strength, expands/shrinks little, and can absorb stress due to bending deformation and, more specifically, an asphalt mastic molded strip plate (tradename: Elastite, available from AOI Kagaku Kogyo) serving as a strip material for a concrete structure.

[0035]

The filler is not limited to the above-described material, and any other material which elastically or plastically deforms can be used, such as various rubber materials including vibration isolating rubber, polymeric materials such as epoxy resin, metal materials such as an aluminum plate, aluminum alloy, and zinc plate, metal alloy materials, or materials such as asphalt containing petroleum or coal.

[0036]

That is, any material capable of absorbing the

bending moment of the steel column base when an external force acts can be used. A member having any structure or any shape can be used as long as it can greatly reduce the bending moment transmitted from the column base to the foundation by forming a gap between the concrete portion with pedestal foundation and the lower-side side surface of the column base instead of directly connecting them, filling the gap with a filler to reduce the interface bonding force between the concrete portion with pedestal foundation and the lower-side side surface of the column base, and allowing a bending deformation of the steel column base due to the action of an external force while absorbing most part of a bending moment in the steel column base by the filler and the concrete portion with pedestal foundation.

[0037]

The concrete portion 12 with pedestal foundation having the damper portion 10 also functions to prevent the foundation 3 from being destroyed by stress transmitted from the column member 2a when the structure is not reinforced by the concrete with pedestal foundation. With this function, the stress transmitted from the column member 2a to the foundation 3 through the damper portion 10 and concrete portion 12 with pedestal foundation is eliminated. When the concrete portion 12 with pedestal foundation has this

function, the stress transmitted to the foundation 3 decreases. Hence, the stress burdened by the foundation 3 decreases, and any destruction of the foundation 3 can be prevented.

[0038]

<Design Analysis of Earthquake-Proof Reinforcement Structure Considering Plasticity>

The load-displacement characteristic of a rack obviously changes depending on the presence/absence of an earthquake-proof reinforcement structure (Figs. 8(a) and 8(b)). The yield displacements and maximum displacements will be compared from the experimental data shown in Fig. 9. When no earthquake-proof reinforcement structure is formed, the yield displacement is 1.38 (mm). When an earthquake-proof reinforcement structure is formed, the yield displacement is 10.36 (mm). That is, the elastic range until yield increases to about 7.5 times (= 10.36/1.38).

[0039]

The maximum displacements after yield will be compared. When no earthquake-proof reinforcement structure is formed, the maximum displacement is 6.12 (mm). When an earthquake-proof reinforcement structure is formed, the maximum displacement is 142 (mm). The plastic deformation until the members rupture increases to about 23.2 times (= 142/6.12). As described above, when an earthquake-proof reinforcement structure is

formed, the elastic region and plastic deformation region widen.

[0040]

In the design analysis of the earthquake-proof reinforcement structure, an ultimate load that a rack whose earthquake-proof performance until rupture is improved by reinforcement can withstand is estimated, and a design load (use load) is calculated from the ultimate load.

[0041]

In addition, the load is roughly calculated to obtain an allowable stress intensity ratio between a beam, column, brace, and the like, thereby determining whether the selected members are appropriate.

[0042]

It is generally difficult to reflect the plastic deformation and load condition considering the ultimate rupture at the stage of design because of their nonlinear behaviors. In this embodiment, plastic deformation is approximated as a completely elasto-plastic model and regarded as equivalent to elastic deformation in which the energy stored in this deformation mode (the work done by the load and displacement) exhibits a linear behavior, and a load condition and displacement condition under which the energy becomes constant (the energy is stored) are used as constraint conditions for design.

[0043]

A method of obtaining, in a design region widened to ultimate plasticity, the correlation between the allowable stress intensity ratio (σ/f) and the load factor (seismic intensity) for defining the load increase ratio to a yield load (load that gives the yield displacement), and selecting members (beams, columns, and braces) of a rack to satisfy given design conditions will be described below.

[0044]

<Process of Earthquake-Proof Reinforcement Design>

Fig. 11 is a flow chart for explaining the processing step of the earthquake-proof reinforcement method according to this embodiment.

[0045]

<Step S1101>

In step S1101, it is determined whether structural calculation for a pipe rack has already been done.

[0046]

If structural calculation is not executed (S1101-No), the processing advances to steps S1190 and S1195 to execute structural calculation for the pipe rack and design calculation for the rack foundation.

[0047]

If structural calculation for the pipe rack has already been executed (S1101-Yes), the processing

advances to step S1103.

[0048]

Fig. 10 is a block diagram showing the schematic arrangement of an information processing apparatus connected to a network. Rack specification information related to the structural calculation for the pipe rack is input by an input device 1007 such as a keyboard or mouse and stored in a RAM 1004b and secondary storage device 1004c of the information processing apparatus. Mechanical arithmetic processing is executed by a CPU 1010 under the control of an OS 1002.

[0049]

<Step S1103>

In step S1103, the allowable stress intensity ratio of the rack components (beams, columns, and braces) is checked from the analysis result based on the structural calculation. A member characteristic database stored in the secondary storage device 1004c of the information processing apparatus (Fig. 10) stores all pieces of unique information of the individual members, including the sectional shape, size, bending moment (M), shearing force (Q), buckling length (lb), allowable bending stress (fσ), allowable shearing stress (fs), and allowable stress intensity ratio (σ/f), as shown in Fig. 15. When the allowable stress intensity ratio is set to a predetermined range as the reference for member selection, and the database is

looked up, members that fall within the set range of the allowable stress intensity ratio, e.g., $0.9 \leq \sigma/f \leq 1.0$ are picked up.

[0050]

This result is displayed on a display device 1006 such as the display panel of the information processing apparatus. The designer can select or change the members on the basis of the displayed member information.

[0051]

<Step S1104>

In step S1104, the support point of a large-diameter pipe to be supported by the pipe rack is input. When the load condition of the rack is taken into consideration for a beam member serving as the input support point, and the allowable stress intensity ratio decreases to $0.8 \leq \sigma/f \leq 1.0$, the member is selected as an object to be earthquake-proof reinforced.

[0052]

However, the range of the allowable stress intensity ratio for earthquake-proof reinforcement is not limited to the above range and can be arbitrary set.

[0053]

<Step S1105>

In step S1105, on the basis of the results of structural calculation (steps S1190 and S1195), check of the allowable stress intensity ratio (S1103), and

support point setting (S1104), the final earthquake-proof reinforcement members are selected.

[0054]

<Step S1106>

In step S1106, earthquake-proof reinforcement design is done for the members selected in step S1105. Which load factor and allowable stress intensity ratio are to be used for design by earthquake-proof reinforcement is determined from the relationship between the allowable stress intensity ratio and the load factor. The detailed processing step of the earthquake-proof reinforcement design will be described with reference to the flow chart shown in Fig. 11B.

[0055]

<Step S1201>

In step S1201, the ductility factor ratio is set. This parameter is defined by

ductility factor = ductility factor of earthquake-proof reinforcement structure/ductility factor of structure having no earthquake-proof reinforcement structure.

[0056]

The ductility factor is one of important parameters used to calculate the safety factor for determining the margin for a design load, i.e., the load factor and determine the ultimate load in the plastic region. The relationship between the

structural modulus and the ductility factor ratio will be described below.

[0057]

<Structural Modulus and Ductility Factor Ratio>

The restoring force characteristic in a frame structure depends on the structure of a member, the joint method for the member, and the load (P) and displacement. As for the amount of an accumulation plasticity deformation at the time of collapse of a frame structure (at the time of loss of the restoring force), in a completely elasto-plastic type (Fig. 12(a)), slip type (Fig. 12(b)), or vibration type having the composite restoring force characteristic of the completely elasto-plastic and slip types, since the positive and negative response values of accumulation plasticity deformation are almost equal, an absorbable plastic strain energy ${}_{0}W_{p}$ is given by

[0058]

$$ {}_{0}W_{p} = 2Qy\delta B \qquad (1) $$

where δB: layer displacement at the time of rupture

When the deformation capability of the frame structure is evaluated using a magnification η of an accumulation plasticity deformation, equation (1) is expressed by

[0059]

$$ \eta = \delta B/\delta y \qquad (2) $$

where δy: layer displacement at the time of yield

An actual pipe rack is an almost two-layered structure. For this reason, when the restoring force characteristic of each layer of the frame structure is replaced with the completely elasto-plastic deformation, an energy absorption amount ${}_0W_{P1}$ of the first layer until it collapses is given by

[0060]

$${}_0W_{P1} = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times 2c_1\alpha_1^2\eta_1$$

(3)

where C1: $1/\chi_1$

χ_1: $\kappa_1/\kappa eq$

κeq: $4\pi^2M/T^2$

T: 1st-order natural period

κ_1: spring constant of the first layer

α_1: yield shearing force coefficient of the first layer

Qy: yield strength of the first layer

η_1: average magnification of accumulation plasticity deformation of the first layer

The relationship between ${}_0W_{P1}$ and the total amount ${}_0W_P$ of the plastic strain energy that can be absorbed by the entire frame structure until the first layer of the pipe rack collapses is given by

$${}_0W_P = \alpha_{1-0}W_{P1} \qquad (4)$$

Since α_1 can be expressed as a function of the strength distribution, rigidity distribution, and mass distribution of each layer of the structure, the

elastic vibration energy can be approximated by

[0061]

$$We = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times (\alpha_1^2/2) \quad (5)$$

Using equations (1) to (5), the yield shearing force coefficient α_1 of the first layer at the time of collapse is obtained by

[0062]

$$\alpha_1 = 1/81 + 4C_{11})^{(1/2)} \times 2\pi VD/gT \quad (6)$$

where VD: velocity spectrum

Hence, a lower limit value Qun1 of the ultimate strength required of the first layer is given by

[0063]

$$Qun1 = \alpha_1 W \quad (7)$$

where W: total weight of the structure = Mg

In accordance with the architectural standard of Japan, equation (7) can be rewritten as

[0064]

$$Qun1 = DsFesQud1 \quad (8)$$

When $Qud1 = ZRtC_0W$ and Fes = Z = 1.0, from equations (7) and (8), we have

[0065]

$$\alpha_1 = DsRtC_0 \quad (9)$$

Equation (9) can be basically regarded as an acceleration response spectrum. The relationship between the acceleration response spectrum and a velocity response spectrum V_0 is given by

[0066]

$$RtC_0g = (2\pi/T)V_D \quad (10)$$

When equations (6) and (9) are compared on the basis of equation (10), a structural modulus Ds given by

[0067]

$$Ds = 1/(1 + 4C_{11})^{(1/2)} \quad (11)$$

is finally employed as the plasticity coefficient of the pipe rack.

Since the ductility factor ratio of a pipe rack is obtained as about 3.0 by an earthquake-proof test, this value may be employed as a deformation magnification in the calculation. Alternatively, an arbitrary constant may be set as the ductility factor ratio.

[0068]

As described in the embodiment of the present invention, the earthquake-proof reinforcement method using a damper member for the column member foundation gives a structural characteristic for widening the elastic region and plastic deformation range, and earthquake-proof performance. Hence, the region of material selection and design load can be widened as compared to the prior art.

[0069]

<Step S1202>

In step S1202, on the basis of the ductility factor ratio set in step S1201, a load factor for

plastic design considering the ultimate load of the pipe rack is calculated on the basis of equation (11).

[0070]

The ductility factor ratio of the rack is obtained as about 3.0 by the earthquake-proof test. When this numerical value is substituted into equation (11), the structural modulus Ds is

[0071]

$$Ds = 0.33 \qquad (12)$$

The numerical value of equation (12) is an appropriate value that falls within the allowable range of the structural modulus defined by the architectural standard of Japan, which is given by

[0072]

$$Ds = 0.3 \text{ to } 0.55 \qquad (13)$$

A structural modulus is a numerical value determined by the shape of a structure in calculating the possession strength of the structure. A possession strength is designed to prevent any collapse of a structure even when the members of the structure exceed the yield point stress, as in a design considering the ultimate strength. Hence, a load factor Ce for plastic design of the rack is about 1.3 (= 1.0 + structural modulus Ds 0.33), that is,

[0073]

$$Ce \fallingdotseq 1.3 \qquad (14)$$

The value Ce has a meaning as a safety factor for

the design load. A load obtained by multiplying the design load by the safety factor is the ultimate load.

[0074]

<Step S1203>

In step S1203, processing of obtaining the relationship between the load factor (seismic intensity) and the allowable stress intensity ratio (σ/f) is executed. This relationship is obtained on the assumption of modeling in which the relationship between the load and the plastic deformation when plastic deformation occurs in the rack structure is approximated as a so-called completely elasto-plastic model, and the energy until collapse (work which is done by the load and displacement) almost equals the restoring force (energy) when the behavior of the rack is replaced as an elastic member.

[0075]

That is, when a horizontal load acts on a structure (Fig. 13(a)), the relationship between the horizontal force X and the horizontal displacement δ at that position can be simplified as shown in Fig. 13(b) in which the area of an elastic restoring force $\triangle$OAB equals that of an elasto-plastic restoring force □ OCDE). The elasto-plastic restoring force characteristic obtained by the earthquake-proof test corresponds to the OCD curve shown in Fig. 13(b).

[0076]

In the definition of the architectural standard of Japan,

① in calculating the section of each member, the allowable stress intensity ratio (σ/f) must be smaller than 1.0, and

[0077]

② although the ductility factor ratio is large, the allowable stress intensity ratio never becomes larger than 1.0, e.g., 1.3.

[0078]

The plastic design is to examine whether a structure is safe against the ultimate load, and the ultimate load is obtained by multiplying an acting load by the load factor. That is, design is executed such that an ultimate load is set by multiplying the design load (acting load) used for allowable stress intensity ratio design by the load factor (safety factor), and the magnitude of the load equals the load (collapse load) of collapse by the main frame structure.

[0079]

In step S1203, the relationship between the allowable stress intensity ratio and the load factor is obtained for each of the selected members, as shown in Fig. 14.

[0080]

An increase in load, which corresponds to a multiple of the load factor for the design load (acting

load), is caused because a yield horizontal load Py which makes the displacement (strain) progress in the plastic region is replaced with a load which makes the elastic deformation progress as a load that increases from a point C (Py,δy) to a point A (PE.δE) in Fig. 13(b). When the allowable stress intensity is calculated for the increased in load, an allowable stress intensity ratio corresponding to the load factor can be obtained.

[0081]

Since the ductility factor ratio is improved by the earthquake-proof reinforcement, the range of elastic deformation and the range of plastic deformation broaden. Hence, the design enable range also exceeds the elastic range (yield point), and the increase in load in the plastic range and the allowable stress intensity ratio corresponding to the increase in load increase.

[0082]

However, for the increase in load, the architectural standard of Japan stipulates that the allowable stress intensity ratio may not exceed 1.0, as already described above.

[0083]

As an effect of the earthquake-proof reinforcement, the design enable region widens. If a load factor corresponding to the maximum value (upper

limit value) 1.0 of the allowable stress intensity ratio for a selected member is known, the load factor can be specified as the ultimate load at which the member breaks. Limit design that utilizes the design enable region at maximum becomes possible.

[0084]

<Step S1204>

In step S1204, on the basis of the relationship between the load factor and the allowable stress intensity ratio obtained in step S1203 (Fig. 14), the design load is determined, and whether each selected member is appropriate is determined.

[0085]

① With reference to the upper limit value 1.0 of the allowable stress intensity ratio of a selected member, a load factor corresponding to it is specified. When the ultimate load is specified, the design load can be obtained, and whether a load condition acting on a pipe support point and the like are appropriate can be determined.

[0086]

For example, the brace member in Fig. 14 will be examined. The load factor that gives the allowable stress intensity ratio of 1.0 is about 1.57. In this case, the load increases by about 57% for the reference load factor of 1.0 (design load). When a larger load is applied, the brace member collapses (buckles). A

load obtained by multiplying the design load (acting load) by the safety factor is the ultimate load. Hence, when the load factor (safety factor) can be obtained, the allowable design load can be quantitatively grasped.

[0087]

The allowable stress intensity ratio of the beam member for the load factor of 1.57 is 0.94 from the relationship shown in Fig. 14. Similarly, the allowable stress intensity ratio of the column member is 0.9. Both allowable stress intensity ratios are smaller than 1.0 and have margins.

[0088]

On the other hand, a load factor at which the allowable stress intensity ratio of the beam member becomes 1.0 is about 1.68. For the column member, even when the load factor exceeds 1.70, the allowable stress intensity ratio is still smaller than 1.0 and has a margin.

[0089]

In the pipe rack including beams, columns, and braces as members, even when the braces buckle at a load corresponding to a load factor of 1.57, the column members do not reach the ultimate load yet, and the rack structure is still strong.

[0090]

Of the ultimate loads specified for the plurality of types of members of the pipe rack, the minimum value

is specified as the ultimate load of the structure.

[0091]

However, if the ultimate loads of the main members of the pipe rack are larger than the ultimate load of a reinforcing element such as a brace member, the minimum ultimate load of the main members is specified as the ultimate load of the rack structure.

[0092]

② Conversely, whether a selected member falls within the range of a predetermined allowable stress intensity ratio (σ/f) can be determined with reference to the load factor.

[0093]

For example, the column member shown in Fig. 14 will be examined. When the load factor is 1.5 (increase in load is 50%), the allowable stress intensity ratio (σ/f) of the column member is 0.88. That is, even when an increase in load is estimated as 50%, the allowable stress intensity ratio of the column member is smaller than 1.0 (upper limit value) and has a margin. If the value of 0.88 falls within the range of the allowable stress intensity ratio given as the degree of freedom of design, this column member satisfies the design condition.

[0094]

If a member is not appropriate for the design condition, the processing returns to steps S1103 and

1104 to select members and re-set conditions such as the load condition (S1103 and S1104).

[0095]

When the ultimate load is specified, and whether each selected material is appropriate is determined, as described above, the processing advances to step S1107 in Fig. 11A.

[0096]

<Step S1107>

In step S1107, variation information of each member, such as a tilt or curve of each earthquake-proof reinforcement member, is measured, and the result is processed.

[0097]

<Step S1108>

In step S1108, drawings of the pipe rack are created.

[0098]

<Step S1109>

In step S1109, planning for the work of the earthquake-proof reinforcement is executed.

[0099]

<Steps S1110 and S1111>

In step S1110, the design stress that is generated in the foundation is checked in accordance with foundation design calculation (step S1195). In step S1111, a foundation in which a predetermined

stress is generated is selected as an earthquake-proof reinforcement target.

[0100]

<Step S1112>

In step S1112, the earthquake-proof reinforcement for the foundation portion selected in step S1111 is designed. As an earthquake-proof reinforcement method, the size of a reinforcing member for the method described with reference to Figs. 4 and 5 is determined.

[0101]

As the design analysis, a member having any structure or any shape can be used as long as it can greatly reduce the bending moment transmitted from the column base to the foundation by forming a gap between the concrete portion with pedestal foundation and the column base instead of directly connecting them, filling the gap with a filler to reduce the interface bonding force between the concrete portion with pedestal foundation and the lower-side side surface of the column base, and allowing a bending deformation of the steel column base due to the action of an external force while absorbing most part of a bending moment in the steel column base by the filler and the concrete portion with pedestal foundation.

[0102]

The material of the filler is not limited to vibration isolating rubber, and any other material

which elastically or plastically deforms can be used, such as various rubber materials, polymeric materials such as epoxy resin, metal materials such as an aluminum plate, aluminum alloy, and zinc plate, metal alloy materials, or materials such as asphalt containing petroleum or coal. That is, a material which can absorb the bending moment of the steel column base when an external force acts can be used.

[0103]

The gap may be left as a space instead of filling it with a filler. In this case, the effect for absorbing the bending moment of the steel column base when an external force acts in the space portion of the gap decreases. However, as compared to the case wherein the gap is filled with a filler, the allowable range of the bending deformation of the steel column base, which is generated in accordance with action of an external force, can be widened using the space portion of the gap. As a result, the bending moment generated in the steel column base and transmitted from the column base to the foundation is reduced by the space portion of the gap. With the above-described two effects, the same effect as in the case wherein the gap is filled with a filler can be expected even when the gap is left as a space.

[0104]

<Step S1113>

In step S1113, drawing generation processing for the reinforcement design that is done in step S1112 is executed.

[0105]

The processing of the flow charts shown in Figs. 11A and 11B is executed by the CPU 1010 under the control of the OS 1002 in the information processing apparatus shown in Fig. 10. The member characteristic database looked up in checking the allowable stress intensity ratio of each member (step S1103) may be stored in the secondary storage device 1004c such as the hard disk in an information processing apparatus 1001 or a ROM 1004a. Alternatively, data may be transmitted/received to/from another information processing apparatus connected to the network (1005), and appropriately updated data may be used.

[0106]

In this embodiment, the true strength of a pipe rack can be obtained in accordance with a quantitatively obtained ductility factor ratio, and the degree of an external force that can be covered can be clarified. When earthquake-proof design is done using the ductility factor ratio, optimum members can be selected.

[0107]

The object of the present invention can also be achieved by supplying a storage medium which stores

software program codes for implementing the functions of the above-described embodiment to a system or apparatus and causing the computer (or a CPU or MPU) of the system or apparatus to read out and execute the program codes stored in the storage medium.

[0108]

In this case, the program codes read out from the storage medium implement the new function of the present invention by themselves, and the storage medium which stores the program codes constitutes the present invention. As the storage medium for supplying the program codes, for example, a floppy disk, hard disk, optical disk, magnetooptical disk, DVD, CD-ROM, magnetic tape, nonvolatile memory card, ROM, EEPROM, or the like can be used.

[0109]

The functions of the above-described embodiment are implemented not only when the readout program codes are executed by the computer but also when the operating system (OS) running on the computer performs part or all of actual processing on the basis of the instructions of the program codes. The functions of the above-described embodiment are also implemented when the program codes read out from the storage medium are written in the memory of a function expansion board inserted into the computer or a function expansion unit connected to the computer, and the CPU of the function expansion board or

function expansion unit performs part or all of actual processing on the basis of the instructions of the program codes.

[0110]

[Effect of the Invention]

As described above, according to the earthquake-proof reinforcement using a concrete with pedestal foundation for a column member standing on a foundation member, a damper portion is provided between the base and the concrete member with pedestal foundation. Since a bending moment generated in the base by an external force can be reduced by the damper portion such that it is hardly transmitted to the foundation, the bending moment that the foundation member takes a share can be reduced. Hence, as compared to a structure before earthquake-proof reinforcement, the ductility factor ratio can be improved, and the design enable region can be widened by broadening the elastic range and plastic deformation range of the member.

[0111]

In the design analysis of an earthquake-proof reinforcement structure using earthquake-proof reinforcement, the ultimate load of a pipe rack can be specified from the relationship between the load factor and the allowable stress intensity ratio.

[0112]

When earthquake-proof design is done using the ductility factor ratio, members can be selected in accordance with the earthquake-proof capability.

[Brief Description of the Drawings]

[Fig. 1]

Fig. 1 shows schematic views of the entire of a pipe rack before reinforcement of this embodiment, in which Fig. 1(a) is a plan view of a pipe rack formed from steel columns, Fig. 1(b) is a front view of the pipe rack, and Fig. 1(c) is a side view of the pipe rack.

[Fig. 2]

Fig. 2 is an enlarged view showing a lower-end side surface of an unreinforced column base of the pipe rack 1.

[Fig. 3]

Fig. 3 is a view showing the attachment portion of the lower end of the column base shown in Fig. 2 when viewed from the direction of the arrow in Fig. 2.

[Fig. 4]

Fig. 4 is an enlarged view of the column base of the pipe rack 1, which is reinforced by a reinforcement structure using concrete with pedestal foundation.

[Fig. 5]

Fig. 5 is a sectional view of the column base of the pipe rack 1, which is reinforced by the reinforcement structure using concrete with pedestal foundation, when viewed from the direction of the arrow in Fig. 4.

[Fig. 6]

Fig. 6 is a view showing the set positions of wire strain gauges 13a to 18a set at the column base of the pipe rack 1 used for an earthquake-proof test before reinforcement.

[Fig. 7]

Fig. 7 is a view showing the set positions of wire strain gauges 13b to 18b set at the column base of the pipe rack 1 used for an earthquake-proof test after reinforcement.

[Fig. 8]

Fig. 8 shows views of a load-displacement curve obtained by a static loading test for models A and B.

[Fig. 9]

Fig. 9 is a table showing the result of the static loading test, i.e., the comparison between the measurement results of the displacement (yield displacement x_y) until the structure yields and displacement (maximum displacement x_u) until the rack structure collapses and the ductility factor μ (= x_y/x_u).

[Fig. 10]

Fig. 10 is a block diagram showing the schematic arrangement of an information processing apparatus connected to a network.

[Fig. 11A]

Fig. 11A is a flow chart for explaining the processing step of the earthquake-proof reinforcement method

according to an embodiment.

[Fig. 11B]

Fig. 11B is a flow chart for explaining the processing step of the earthquake-proof reinforcement method according to the embodiment.

[Fig. 12]

Fig. 12 is a view showing an example of the content of a member characteristic database.

[Fig. 13]

Fig. 13 is a schematic view explaining the principle of energy conservation.

[Fig. 14]

Fig. 14 is a graph for explaining the relationship between a load factor and an allowable stress intensity ratio to a selected member.

[Fig. 15]

Fig. 15 is a table showing the contents of a member characteristic database.

[Description of the Reference Numerals]

2a	column
2b	beam
2c	brace
3	foundation
4	base plate
5	anchor bolt
6	hoop rod
7	concrete

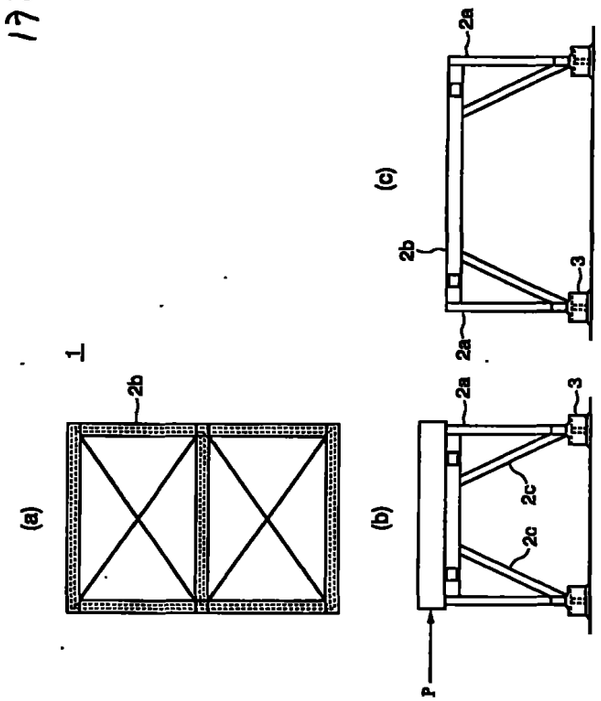
8	top of reinforcement
9	anchor bolt
10	damper portion
12	reinforcing member using concrete with pedestal foundation

2000-393357

【　類名】　図面 [TYPE OF DOCUMENT] DRAWINGS

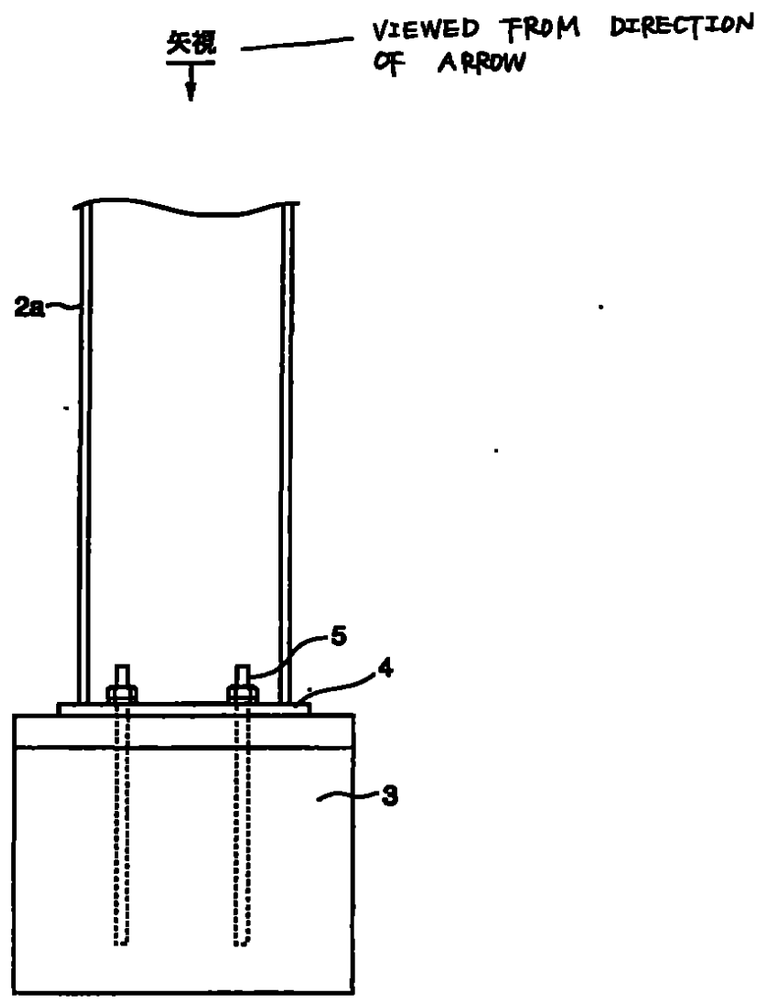
【図１】 FIG. 1

172

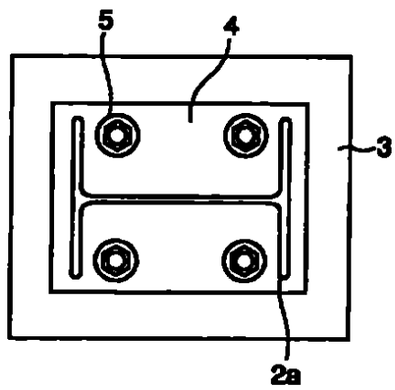


【図２】

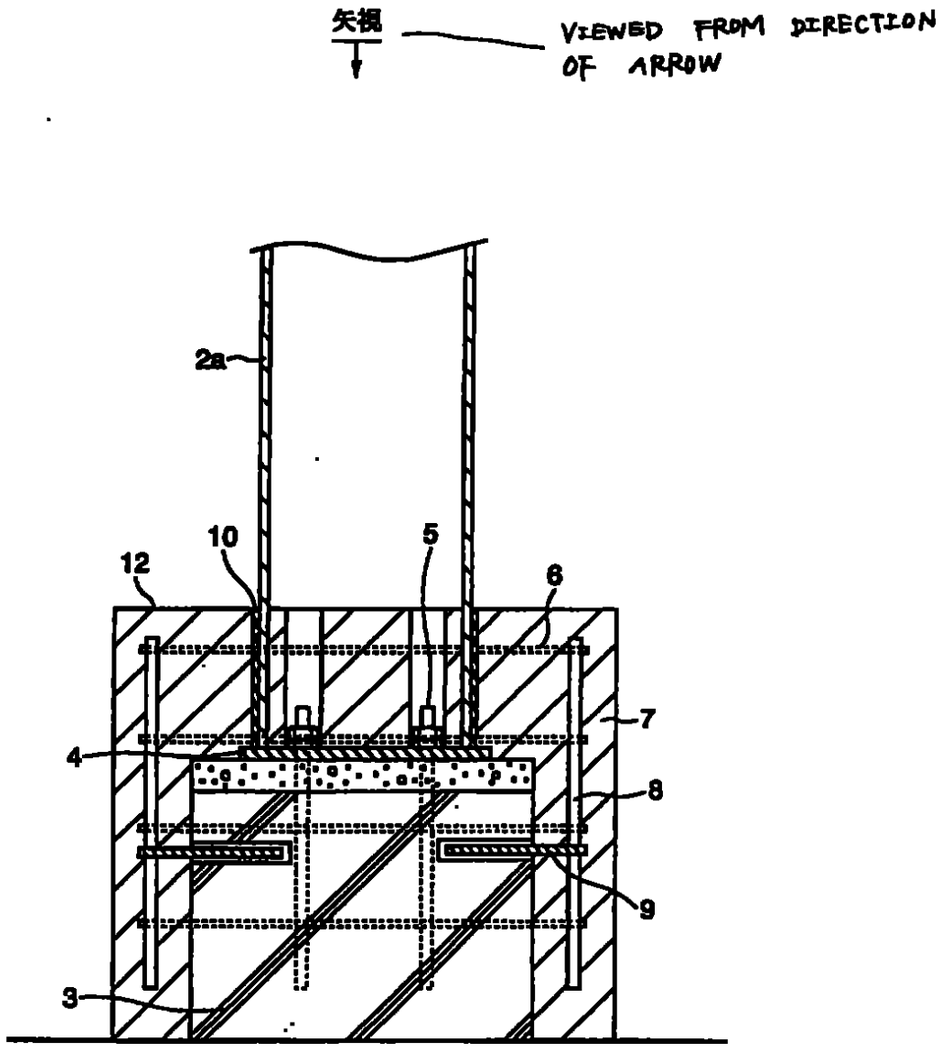
FIG. 2



【図３】〔Fig.3〕

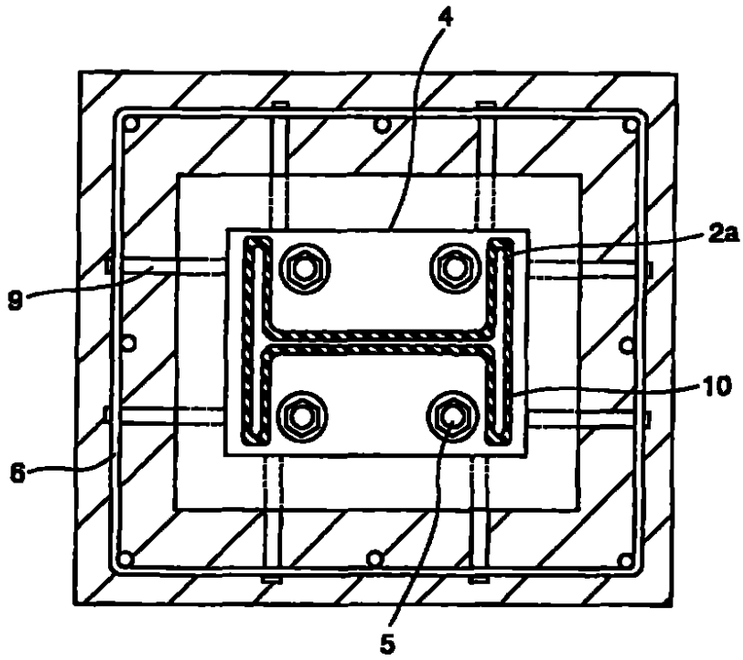


【図４】
FIG.4

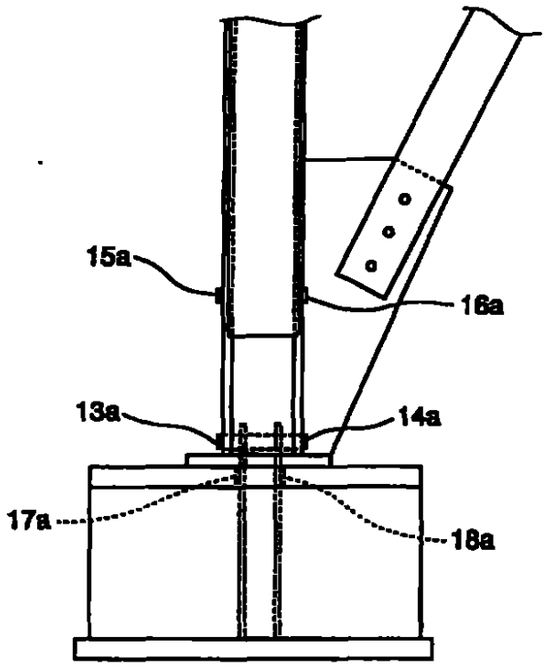


130
176

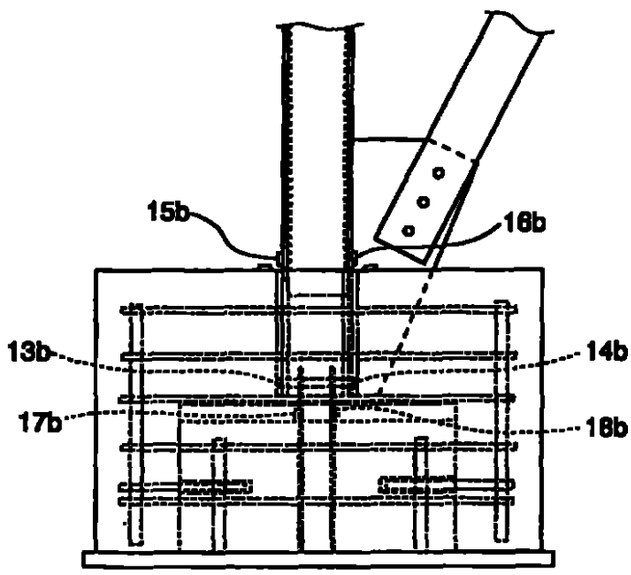
【図５】〔FIG.5〕



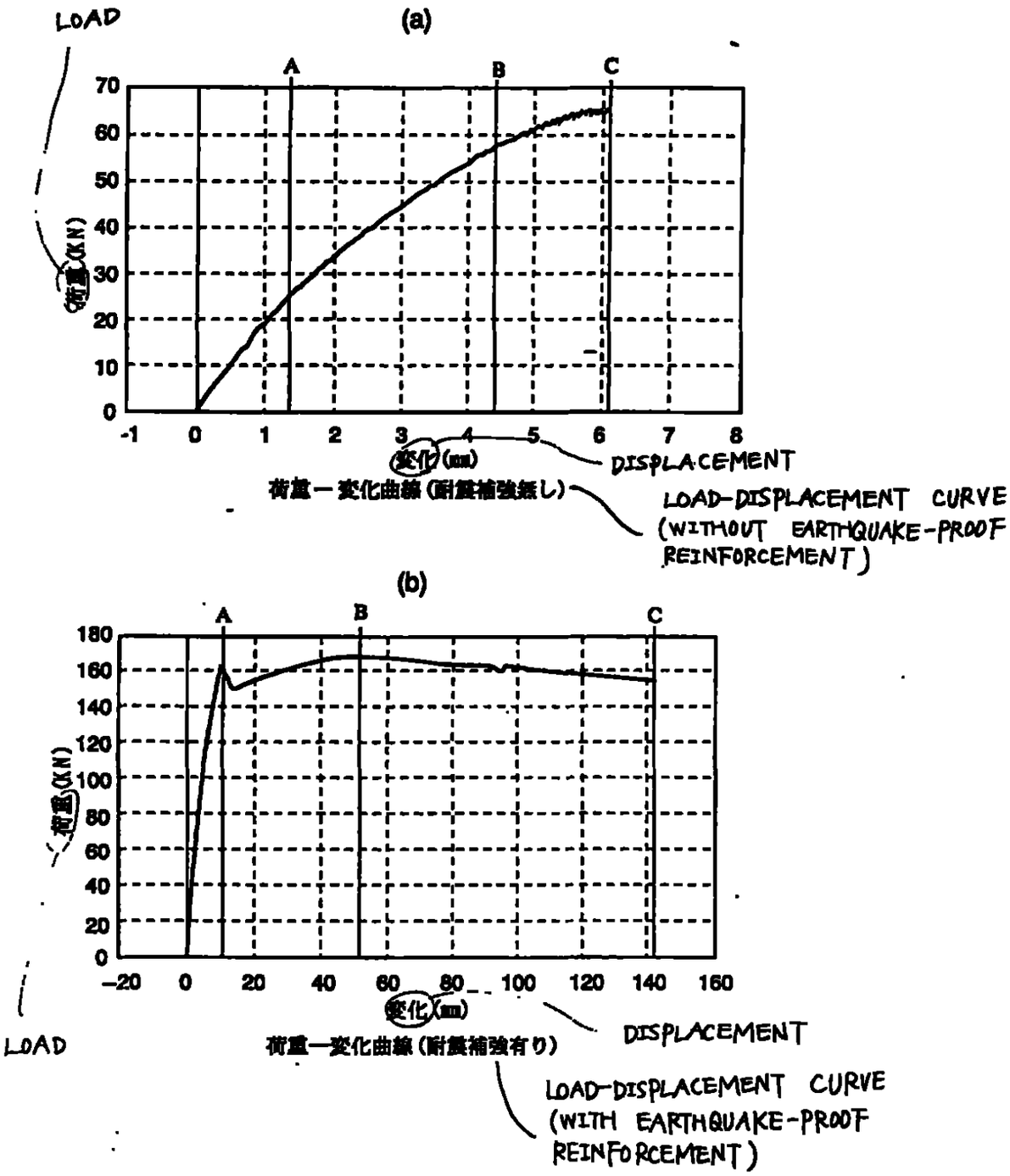
【図6】〔FIG.6〕



【図7】 〔FIG.7〕



【図８】
FIG.8


LOAD
(a)
A
B
C
70
60
50
40
30
20
10
0
荷重(KN)
-1
0
1
2
3
4
5
6
7
8
変化(mm)
DISPLACEMENT
荷重ー変化曲線（耐震補強無し）
LOAD-DISPLACEMENT CURVE
(WITHOUT EARTHQUAKE-PROOF
REINFORCEMENT)
(b)
A
B
C
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
荷重(KN)
−20
0
20
40
60
80
100
120
140
160
変化(mm)
LOAD
DISPLACEMENT
荷重ー変化曲線（耐震補強有り）
LOAD-DISPLACEMENT CURVE
(WITH EARTHQUAKE-PROOF
REINFORCEMENT)

【図９】
FIG.9

COMPARISON OF YIELD DISPLACEMENT, MAXIMUM DISPLACEMENT, AND DUCTILITY FACTOR

YIELD DISPLACEMENT

MAXIMUM DISPLACEMENT

降伏変位、最大変位、塑性率の比較

MODEL

供試体	降伏変位 x_y(mm)	最大変位 x_m(mm)	塑性率 μ
耐震補強無し	1.38	6.12	4.4
耐震補強有り	10.36	142	13.7

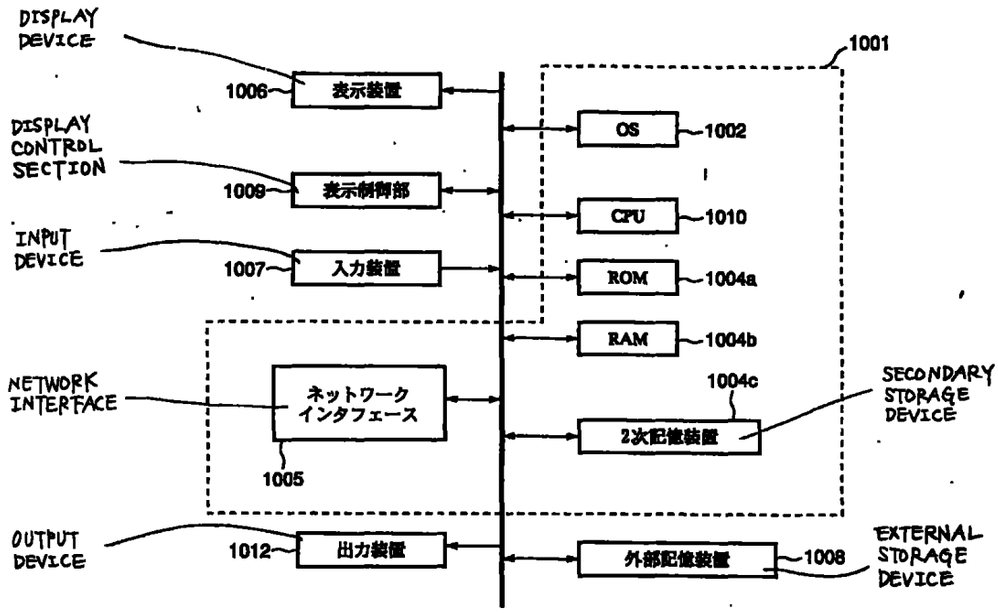
DUCTILITY FACTOR

WITHOUT EARTHQUAKE-PROOF REINFORCEMENT

WITH EARTHQUAKE-PROOF REINFORCEMENT

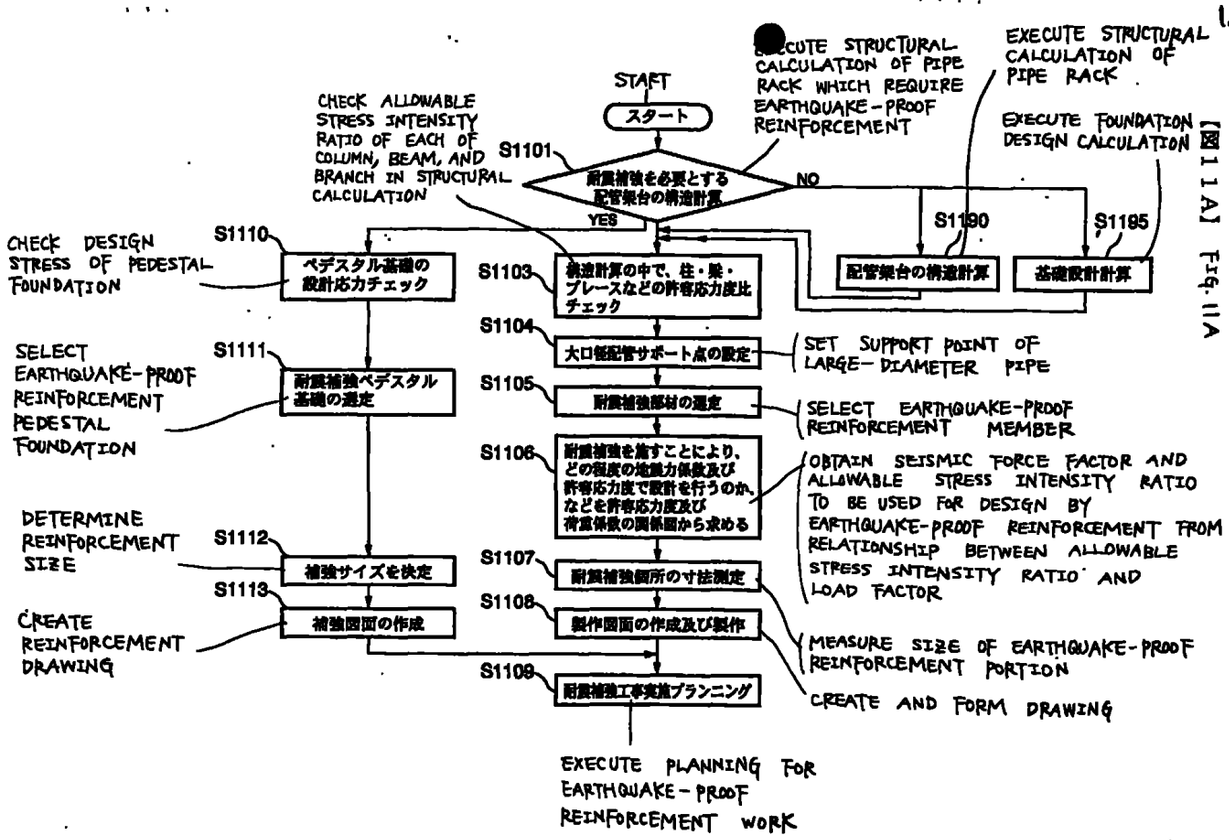
整理 号=2000P1936
提出日 平成12年12月25日
頁: 10/ 16

【図10】
Fig. 10



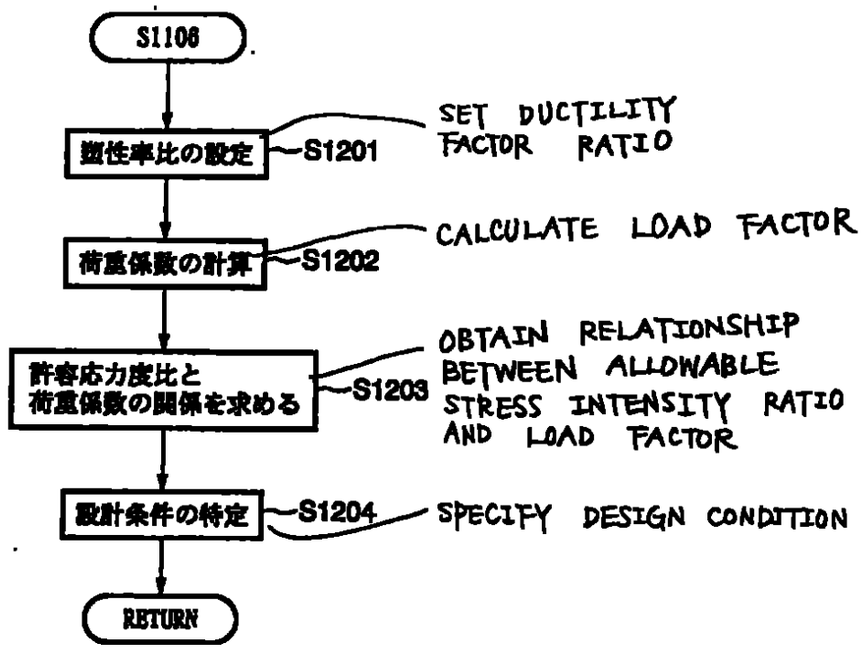
整理番号＝２０００Ｐ１９３６
提出日　平成１２年１２月２５日
頁：　11/ 16

【図１１Ａ】 Fig. 11A

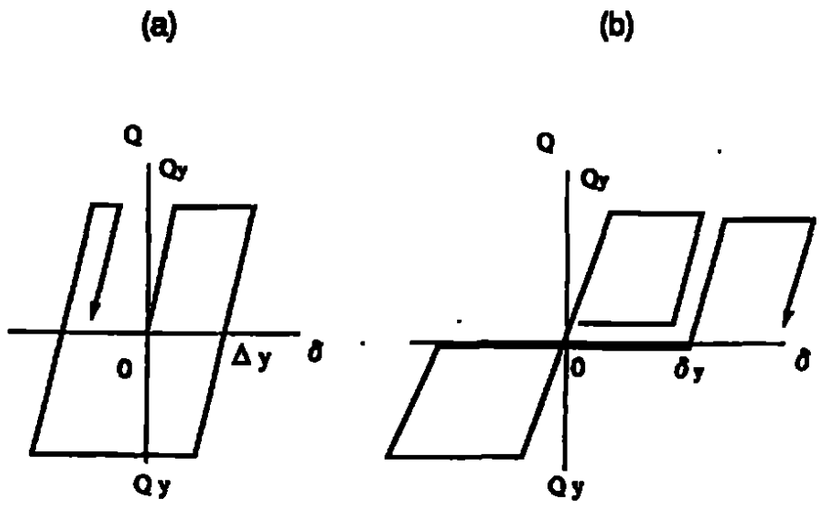


【図１１Ｂ】

FIG. 11B


S1106
塑性率比の設定
S1201
SET DUCTILITY FACTOR RATIO
荷重係数の計算
S1202
CALCULATE LOAD FACTOR
許容応力度比と荷重係数の関係を求める
S1203
OBTAIN RELATIONSHIP BETWEEN ALLOWABLE STRESS INTENSITY RATIO AND LOAD FACTOR
設計条件の特定
S1204
SPECIFY DESIGN CONDITION
RETURN

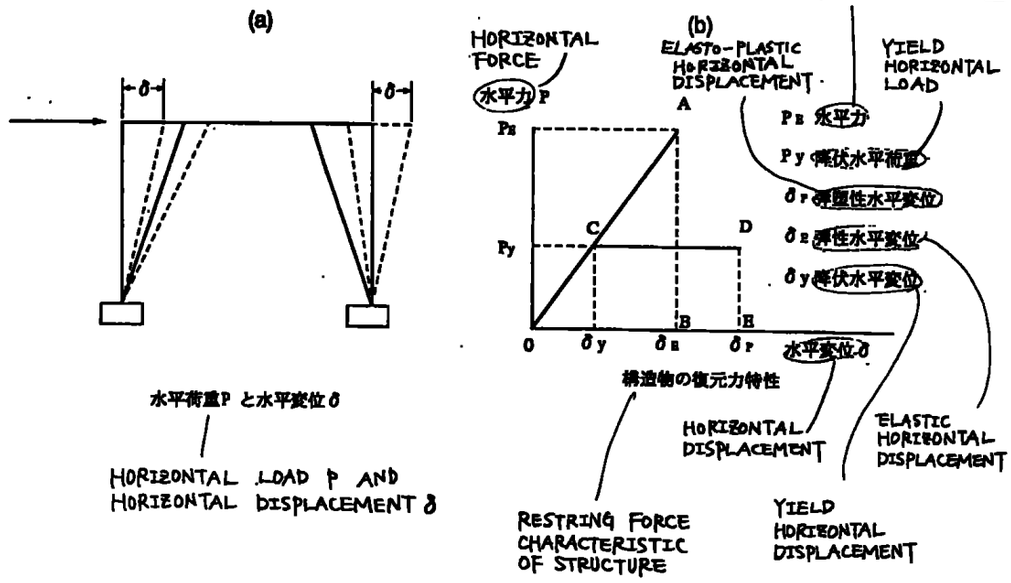
【図１２】
FIG.12



完全弾塑性形
COMPLETELY ELASTO-PLASTIC TYPE

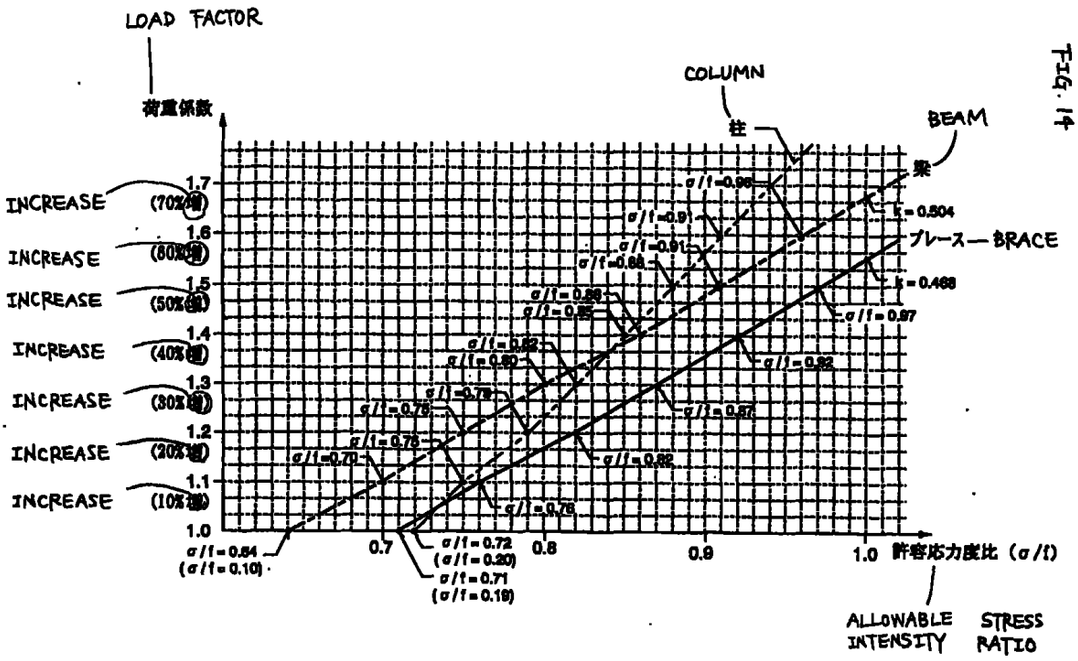
スリップ形
SLIP TYPE

【図１３】
Fig.13


(a)
δ
δ
水平荷重P と水平変位δ
HORIZONTAL LOAD P AND
HORIZONTAL DISPLACEMENT δ
(b)
HORIZONTAL FORCE
水平力 P
ELASTO-PLASTIC HORIZONTAL DISPLACEMENT
HORIZONTAL FORCE
YIELD HORIZONTAL LOAD
PE 水平力
Py 降伏水平荷重
δP 弾塑性水平変位
δE 弾性水平変位
δy 降伏水平変位
PE
Py
A
B
C
D
E
0
δy
δE
δP
水平変位δ
構造物の復元力特性
HORIZONTAL DISPLACEMENT
ELASTIC HORIZONTAL DISPLACEMENT
YIELD HORIZONTAL DISPLACEMENT
RESTRING FORCE CHARACTERISTIC OF STRUCTURE

整理 与=2000P1936
提出日 平成12年12月25日
頁: 15/16

【図14】
FIG. 14



整理番号＝２０００Ｐ１９３６
提出日　平成１２年１２月２５日
頁：16/ 16

【図１５】FIG.15

C-14 PIPE. RACK

C－14パイプラック

大梁断面算定表－１

LARGE BEAM SECTION CALCULATED TABLE

(HORIZONTAL SEISMIC INTENSITY IN EARTHQUAKE K=0.3)

(地震時水平震度 K＝0.3)

MEMBER

CODE

符号	部材	F		lb (cm)	C	lb (cm)		長期 (tm, t)	地震 (tm, t)	短期 (tm, t)	長期 σ/f	短期 σ/f
X3G1	H－400＊200＊8＊13	2.4	L	335	1.00	1.60	ML	8.87	9.14	18.01	.47	.83
	Z＝1190.0		C	330	1.00	1.60	MC	6.78		6.78	.36	.24
	Aw＝32.0		R	335	1.00	1.60	MR	8.12	9.14	17.26	.43	.61
						0.92	QL	8.36	1.83	10.19	.33	.27
						0.92	QR	6.02	1.83	7.85	.24	.21
X3G1²	H－346＊174＊6＊9	2.4	L	335	1.00	1.35	ML	6.69	.39	7.08	.78	.55
	Z＝641.0		C	330	1.00	1.36	MC	4.32		4.32	.50	.33
	Aw＝20.76		R	335	1.00	1.35	MR	6.53	.39	6.92	.76	.54
						0.92	QL	4.39	.32	4.71	.27	.19
						0.92	QR	4.35	.32	4.67	.27	.19
Y3G1	H－350＊175＊7＊11	2.4	L	300	1.00	1.60	ML	5.17	2.01	7.18	.42	.29
	Z＝775.0		C	400	1.00	1.28	MC	3.53		3.53	.37	.24
	Aw＝24.5		R	200	1.00	1.60	MR	8.93	1.51	10.44	.72	.57
						0.92	QL	2.90	.41	3.31	.15	.11
						0.92	QR	5.81	.33	6.14	.30	.21
X2G1	H－250＊250＊9＊14	2.4	L	335	1.00	1.60	ML	2.10	11.04	13.14	.16	.64
	Z＝867.0		C	330	1.00	1.60	MC	1.76		1.76	.13	.09
	Aw＝22.5		R	335	1.00	1.60	MR	2.07	11.04	13.11	.15	.63
						0.92	QL	1.79	6.97	8.76	.10	.33
						0.92	QR	1.57	6.97	8.54	.09	.32

LONG TERM　EARTHQUAKE　SHORT TERM　LONG TERM　SHORT TERM

注記：表中の記号は　M－曲げモーメント
Q－せん断力
lb－座屈長さ
fb－許容曲げ応力
fs－許容せん断応力

NOTE: SYMBOLS IN TABLE ARE
M- BENDING MOMENT
Q-SHEARING FORCE
lb-BUCKLING LENGTH
fb-ALLOWABLE BENDING STRESS
fs-ALLOWABLE SHEARING STRESS

[Type of the Document] Abstract

[Abstract]

[Problem] In a pipe rack having an earthquake-proof reinforcement, an ultimate load can be specified when members are selected in accordance with the earthquake-proof capability.

[Solving Means] A member of an earthquake-proof reinforcement structure is selected with reference to the allowable stress intensity ratio of the member, a ductility factor ratio allowable as a deformation magnification by earthquake-proof reinforcement of the selected member is set, an increase in load in a plasticity range, which acts on the selected member, is calculated on the basis of the set ductility factor ratio, and a corresponding allowable stress intensity ratio is obtained. When the obtained allowable stress intensity ratio is defined as a maximum value of 1.0, the corresponding increase in load in the plasticity range is specified as an ultimate load at which the selected member collapses.

[Selected Drawing] Fig. 11A

MÉTODO DE DISEÑO DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURA DE REFUERZO A PRUEBA DE TERREMOTOS, Y MEDIO DE ALMACENAMIENTO

CAMPO DEL INVENTO

El presente invento se relaciona con un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremotos para un soporte de tubería, que soporta tubos para el transporte de energía, utilizado en plantas tales como las de instalaciones de almacenamiento de natural gas (LNG), y con un medio de almacenamiento que almacena un módulo de un programa para hacer que un computador ejecute el análisis.

ANTECEDENTES DEL INVENTO

La humanidad ha sufrido profundamente por los terremotos. Incluso en los últimos años, el Gran Terremoto de Hanshin-Awaji (Japón), el Terremoto Izmit (Turquía), el Terremoto Chichi (Taiwán), y otros similares dañaron las líneas vitales de los servicios públicos. Especialmente, en el Gran Terremoto de Hanshin-Awaji, se necesitaron tres días para recuperar la electricidad, y varios meses para el gas de la ciudad. Esto hizo que la gente se diera cuenta de que era necesario un examen extenso sobre la seguridad de los servicios públicos. Recientemente, aprovechando las lecciones dadas, por ejemplo, por la destrucción de autopistas en el Gran Terremoto de Hanshin-Awaji, se examinaron varios métodos de refuerzo a prueba de terremotos para mejorar la fortaleza de las construcciones en caso de terremoto, incluyendo los edificios existentes y las estructuras construidas bajo el antiguo estándar de diseño a prueba de terremotos, suponiendo un terremoto más grande.

Por ejemplo, se han propuestos como métodos para reforzar a prueba de terremotos para las estructuras existentes de concreto reforzado en armazones de acero, un método para combar las estructuras de concreto reforzado, un método para combar

una barra reforzada y para colocar, además, concreto para mejorar la fortaleza de un componente de una columna, un método de diseño de combadura de una placa de acero para reforzar un componente de una columna, y otros similares.

Sin embargo, en las técnicas de diseño convencional aplicadas a soportes de tuberías y similares, los componentes tales como vigas, columnas, o abrazaderas se seleccionan sin tomar una máxima carga (verdadera resistencia) hasta que el soporte de la tubería viene finalmente a ser considerado. Es decir, para la relación entre una estructura y una fuerza externa que la estructura debería resistir, se puede seleccionar un componente con o sin una resistencia suficiente, y reflejarse en la evaluación cuantitativa en la etapa de diseño.

Como un problema en el método de refuerzo convencional a prueba de terremoto para estructuras de soporte, cuando se conectan rígidamente una base de columna de acero y un cimiento uniendo un ajuste de refuerzo a la parte de unión entre la columna y una viga en el extremo inferior de la columna de acero o aplicando concreto reforzado con cimiento de pedestal, el método de soporte de la base de la columna del cimiento cambia desde el soporte de clavija hasta una condición fija, y se transmite una fuerza cortante o momento flexor al cimiento a través de una nueva interfaz entre la base de la columna y el ajuste de refuerzo o el concreto reforzado. La fuerza cortante o momento flexor transmitido a los cimientos se incrementa con el incremento en la magnitud de una fuerza sísmica. Por lo tanto, si la base de la columna de acero y el cimiento mismo no pueden resistir una fuerza mayor que la intensidad de la resistencia permitido, se pueden romper.

El diseño convencional de resistencia para un cimiento asegura un factor de seguridad suficiente contra una fuerza axial (una carga que actúa en la dirección axial de un componente), aunque el factor de seguridad contra un momento flexor no tiene un margen suficiente comparado con el de una fuerza axial. Por lo tanto, cuando la

sobrecarga permisible de un cimiento tiene algún margen, se puede utilizar preferiblemente el método de refuerzo para prueba de terremotos de aplicar una lámina de cubierta a una columna o viga. Sin embargo, cuando la sobrecarga permisible de un cimiento está diseñada con el margen del título, no es preferible el método de reforzar simplemente una columna o una viga utilizando una lámina de cubierta.

En el diseño convencional del soporte de tuberías, los componentes tales como vigas, columnas o abrazaderas se seleccionan sin tomar una carga máxima (verdadera resistencia) hasta que el soporte de la tubería finalmente se toma en consideración. Es decir, para la relación entre una estructura de soporte y una carga que la estructura debe resistir, se pueden en consecuencia seleccionar y mezclar los componentes que tienen una resistencia suficiente con los componentes que no tienen ninguna resistencia suficiente, y la evaluación cuantitativa para la condición de la carga y la selección de los componentes en consideración a las situaciones no se refleja en la etapa de diseño hasta que todo el soporte de la tubería se derrumbe.

Además, es muy importante para estructurar el diseño, hacer una estimación cuantitativa de la máxima carga de un soporte de tubería cuyo desempeño de prueba contra terremotos se mejora mediante la extensión de la región elástica y la región de deformación plástica con el refuerzo a prueba de terremotos. Sin embargo, es difícil evaluar cuantitativamente este factor, y esta evaluación ha sido hecha con base en la experiencia del diseñador.

RESUMEN DEL INVENTO

En el presente invento, como método de refuerzo a prueba de terremoto, en el refuerzo de la base de un componente de una columna situada en los cimientos de un soporte de tubería mediante un componente de concreto con cimiento de pedestal, se aplica una estructura de refuerzo a prueba de terremoto que usa concreto con cimiento de pedestal para un componente de una columna al soporte de la tubería, en el cual se suministra una parte de amortiguación entre la base de la columna y el componente de concreto con cimiento de pedestal, y se reduce el momento de flexión generado en la base por una fuerza externa por una parte de amortiguación, de forma tal que éste difícilmente se transmite al cimiento, reduciendo de esta forma el momento flexor que el componente del cimiento recibe como consecuencia.

Un objeto del presente invento es el de suministrar un método de análisis de diseño de evaluación, sobre la base de una relación de factor de ductilidad, del grado de carga que puede ser cubierto por un soporte de tubería que tiene una estructura de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza concreto con cimiento de pedestal, obteniendo cuantitativamente la relación entre un factor de carga (intensidad sísmica) que representa un incremento en la carga y en la relación de intensidad de sobrecarga permisible (□/f) para cada componente, la columna, la viga y la abrazadera como elementos del soporte de una tubería, y especificando la máxima carga con la cual cada elemento o la estructura completa se rompe según condiciones de diseño dadas, y un medio de almacenamiento que almacena un módulo de programa, para hacer que un computador ejecute el análisis.

Con el fin de lograr el objeto anterior, un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto y un medio de almacenamiento de acuerdo con el presente invento se caracterizan principalmente por los siguientes arreglos.

Esto es, un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizada por comprender:

La etapa de selección, en la cual se selecciona un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación de intensidad de sobrecarga permisible del componente;

La relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

La etapa de cálculo, en la cual se calcula el factor de carga de un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación de factor de ductilidad establecida;

El cálculo de una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

La etapa de especificación en la cual, cuando la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga se define como un valor máximo, se especifica un rango como máxima carga en la cual el componente seleccionado se derrumba.

En el método de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, la relación de factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto que tiene una parte de amortiguación arreglada entre una base de un componente de una columna y un componente de refuerzo utilizando concreto con cimiento de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es preferiblemente no menor de 3.0.

En el método de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, preferiblemente en la etapa de selección, se utiliza una carga de un objeto soportada por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto como condición para la selección del componente.

En el método de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, preferiblemente en la etapa de especificación, para una estructura de refuerzo a

prueba de terremoto formada por un componente principal y componente de refuerzo para reforzar el componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los respectivos componentes, y cuando la máxima carga de un componente principal es mayor que la de un componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

En el método de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, preferiblemente, el componente principal comprende una viga o componente de columna, y el componente de refuerzo comprende un componente de abrazadera.

Un medio de almacenamiento que almacena un módulo de programa que hace que un computador ejecute un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, que comprende:

Un módulo de selección para seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

Un módulo de fijación de la relación de factor de ductilidad para fijar una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

Un módulo de cálculo de factor de carga para calcular un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa en el componente seleccionado, sobre la base de la relación de factor de ductilidad fijada;

Un módulo de cálculo para calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

Una etapa de especificación para, cuando la relación permisible calculada de intensidad de sobrecarga es definida como un valor máximo, especificar el correspondiente

incremento en carga en el rango de plasticidad como una máxima carga en la cual el componente seleccionado se derrumba.

En el medio de almacenamiento, el valor máximo de la relación permisible de intensidad de sobrecarga es preferiblemente 1.0.

En el medio de almacenamiento, la relación del factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto que tiene una parte de amortiguación arreglada entre la base de un componente de una columna y el componente de refuerzo que utiliza concrete con cimiento de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es preferiblemente no menor que 3.

En el medio de almacenamiento, preferiblemente en el módulo de selección, se ejecuta el procesamiento de la selección del componente utilizando una carga de un objeto soportado por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto como condición para la selección de un componente.

En el medio de almacenamiento, preferiblemente en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada por diversos tipos de componentes, se comparan las cargas máximas especificadas para los respectivos componentes, y se especifica una mínima carga máxima de las máximas cargas como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

En el medio de almacenamiento, preferiblemente en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada por un componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y cuando la máxima carga de la componente principal es mayor que la del componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

Un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, que comprende las etapas de:

Diseño de componentes seleccionados sobre la base de una carga máxima especificada por el anterior método de análisis de diseño, y

Diseño de refuerzo a prueba de terremoto mediante el suministro de una parte de amortiguación entre la base de un componente de una columna de los componentes diseñados y seleccionados, y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, que refuerza la base.

Otras características y ventajas del presente invento aparecerán a partir de la siguiente descripción tomada junto con los dibujos acompañantes, en los cuales los caracteres similares de referencia designan las mismas partes o partes similares a lo largo de las figuras de éstas.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS DIBUJOS

Los dibujos acompañantes, que se incorporan a este documento y constituyen una parte de la especificación, ilustran incorporaciones del invento y, junto con la descripción, sirven para explicar los principios del invento.

La Fig. 1A es una vista en planta de la estructura completa de un soporte de tubería formado por columnas de acero antes del refuerzo;

La Fig. 1B es una vista frontal de la estructura completa del soporte de tubería antes del refuerzo;

La Fig. 1C es una vista lateral de la estructura completa del soporte de tubería antes del refuerzo;

La Fig. 2 es una vista ampliada que muestra una superficie del lado del extremo inferior de una base sin reforzar, de la columna del soporte de tubería 1;

La Fig. 3 es una vista que muestra la parte de adhesión del extremo inferior de la base de la columna que se muestra en la Fig. 2 cuando se mira desde la dirección de la flecha de la Fig. 2;

La Fig. 4 es una vista ampliada de la base de la columna del soporte de tubería 1, que se refuerza con una estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal;

La Fig. 5 es una vista seccional de la base de la columna del soporte de tubería 1, que es reforzado por la estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, cuando se ve desde la dirección de la flecha en la Fig. 4;

La Fig. 6 es una vista que muestra las posiciones fijadas en las escalas de medición de deformación de un alambre 13a a 18ª, fijadas en la base de la columna del soporte de tubería 1 utilizado para un examen de prueba de terremoto antes del refuerzo;

La Fig. 7 es una vista que muestra las posiciones fijadas en las escalas de medición de deformación de alambres 13b a 18b, fijadas en la base de la columna del soporte de tubería 1 utilizado para un examen de prueba de terremoto luego del refuerzo;

La Fig. 8A es una gráfica que muestra una curva de desplazamiento de una carga obtenida por una prueba de carta estática para un modelo A que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto;

La Fig. 8B es una gráfica que muestra una curva de desplazamiento de una carga obtenida por una prueba de carta estática para un modelo B que tiene una estructura de refuerzo a prueba de terremoto;

La Fig. 9 es una tabla que muestra el resultado de la prueba de carta estática, es decir, la comparación entre los resultados de la medición del desplazamiento (desplazamiento cedido x_y) hasta las cesiones de la estructura de soporte y el desplazamiento (desplazamiento máximo x_u) hasta que la estructura de soporte se derrumba y el factor de ductilidad □ (= x_u/x_y);

La Fig. 10 es un croquis de ensamblaje que muestra el arreglo esquemático de un aparato de procesamiento de información conectado a una red;

La Fig. 11A es un diagrama de flujo para explicar la etapa de procesamiento del método de refuerzo a prueba de terremoto de acuerdo con una incorporación del presente invento;

La Fig. 11B es un diagrama de flujo para explicar la etapa detallada de procesamiento del método de refuerzo a prueba de terremoto de acuerdo con una incorporación del presente invento;

La Fig. 12A es una vista que muestra completamente la elastodeformación plástica en la fuerza de restauración característica de la estructura de un armazón;

La Fig. 12B es una vista que muestra la deformación de derrumbe en la fuerza de restauración característica de la estructura de un armazón;

La Fig. 13A es una vista que muestra un desplazamiento (□) generado cuando una carga horizontal (P) actúa en una estructura;

La Fig. 13B es una vista para explicar la relación con la cual la energía elástica y la energía elastoplástica son almacenadas (el área de una fuerza de restauración elástica △ OAB es igual a la de una fuerza de restauración elastoplástica □ OCDE);

La Fig. 14 es una gráfica para explicar la relación entre un factor de carga y una relación permisible de intensidad de sobrecarga para un componente seleccionado; y

La Fig. 15 es una tabla que muestra el contenido de una base de datos de características de componentes.

DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA INVENCION

Ahora se describirán en detalle las incorporaciones preferidas del presente invento, de acuerdo con los dibujos acompañantes.

< Descripción de la Estructura de Refuerzo a Prueba de Terremoto>

Se describirá un método de refuerzo a prueba de terremoto para ser aplicado a un soporte de tubería con referencia a los dibujos acompañantes. Las Figs. 1A a 1C son vistas que muestran la estructura completa de un soporte de tubería 1 antes del refuerzo. La Fig. 1A es una vista de planta del soporte de tubería 1 formado por columnas de acero 2a (por ej., H acero), la Fig. 1B es una vista frontal del soporte de tubería 1, y la Fig. 1C es una vista lateral del soporte de tubería 1. Cada columna de acero 2a se sitúa sobre un cimiento 3, como se muestra en las Figs. 1B y 1C. Se fija una viga 2b entre dos columnas 2a, que se refuerzan con componentes de abrazadera 2c.

La Fig. 2 es una vista ampliada que muestra una superficie del lado del extremo inferior de una base no reforzada de la columna del soporte de tubería 1. La Fig. 3 es una vista que muestra la parte de adhesión del extremo inferior de la base de la columna que se muestra en la Fig. 2 cuando se ve desde la dirección de la flecha de la Fig. 2. Las Figs. 2 y 3 muestran un estado en el cual la columna no reforzada de acero 2a es soldada a una lámina de base 4 y conectada al cimiento 3 mediante tornillos de anclaje 5.

La Fig. 4 es una vista ampliada de la base de la columna del soporte de tubería 1, que se refuerza con una estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal.

La Fig. 5 es una vista seccional de la base de la columna del soporte de tubería 1, que se refuerza con la estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, cuando se ve desde la dirección de la flecha en Fig. 4. A continuación se describirá un

procedimiento de formación de estructura de refuerzo a prueba de terremoto (parte de concreto 12 con cimiento de pedestal) sobre el cimiento del soporte de tubería con referencia a la Fig. 4.

La parte de concreto 12 con cimiento de pedestal se forma colocando tornillos de anclaje 9 para fijar la parte de concreto 12 con cimiento de pedestal al cimiento 3, y colocando tapas 8 de refuerzo y aros de barra de hierro 6 arreglados alrededor del cimiento 3, arreglando luego una forma para hacer un vacío predeterminado 10 alrededor de la columna de acero 2a, y finalmente vertiendo concreto. Luego, la forma enterrada alrededor de la columna de acero 2a es removida para formar el vacío 10 alrededor de la columna de acero 2a. El vacío obtenido así 10 se llena con un llenador predeterminado seleccionado (por ej., caucho de aislamiento de la vibración), formando de esta manera una estructura de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal.

<Soporte de tubería Reforzado por Estructura de refuerzo a prueba de terremoto>

<Evaluación del Desempeño a prueba de Terremoto >

Para verificar el efecto del refuerzo del soporte de tubería 1 que tiene la estructura de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza concreto con cimiento de pedestal, se realizó una prueba de carga estática aplicando una carga estática a un soporte que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto (que en adelante se denominará "modelo A") y un soporte que tiene una estructura de refuerzo a prueba de terremoto (que en adelante se denominará "modelo B") para obtener la resistencia (máxima resistencia) más allá del punto de deformación de componentes tales como una varilla, una abrazadera y una columna.

Esta prueba será descrita con referencia a las Figs. 6 y 7.

La Fig. 6 es una vista que muestra las posiciones fijadas en las escalas de medición de deformación de alambres 13a a 18a fijadas en la base de la columna del soporte de

tubería 1 utilizado para el examen de prueba de terremoto antes del refuerzo. La Fig. 7 es una vista que muestra las posiciones fijadas de las escalas de medición de deformación 13b a 18b fijadas en la base de la columna del soporte de tubería 1 utilizado para un examen de prueba de terremoto luego del refuerzo. Se aplica una carga estática P horizontalmente a las vigas del modelo A, como se muestra en la Fig. 1B, y se mide el desplazamiento generado cuando la carga P se incrementa gradualmente en las escalas de medición de deformación. También se le aplica la carga P a la misma posición del modelo B.

<Comparación entre el Desplazamiento cedido, el Desplazamiento máximo y el Factor de ductilidad>

Las Figs. 8A y 8B muestran curvas de desplazamiento de carga de los modelos A y B obtenidas en la prueba de carga estática. Como se supuso en esta prueba, en el modelo A, que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto, se incrementó gradualmente la tensión sobre cada componente por medio de la carga, y los tornillos de anclaje excedieron el punto de deformación con una carga de 25 (kN) (punto A_1 en la Fig. 8A) y entraron en una región plástica a una carga de 58 (kN) (punto B_1 en la Fig. 8A). Se confirmó que la máxima resistencia del soporte de tubería sin estructura de refuerzo a prueba de terremoto fue determinada por la fuerza de los tornillos de anclaje.

Por otra parte, en el modelo B, que tenía una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, se confirmó que los componentes excedieron el punto de deformación, debido a la carga en el orden de las abrazaderas del lado de la compresión y de las vigas y columnas en la dirección de la carga.

Las abrazaderas de compresión excedieron la región plástica a una carga de 160 kN) (punto A_2 en la Fig. 8B). Después de esto, a medida que continuó la carga, solo se

incrementó el desplazamiento, y las abrazaderas se combaron completamente a una carga de 170 (kN).

Como la fuerza de los tornillos de anclaje fue incrementada por el concreto con cimiento de pedestal en el cimiento de pedestal (Fig. 4), y las columnas y las vigas fueron reforzadas por láminas, las abrazaderas del lado de la compresión se combaron primero. Las abrazaderas se rompieron a un desplazamiento de 142 (mm) (punto C_2 en la Fig. 8B). Este es el punto de derrumbe del modelo B.

De acuerdo con las curvas que se muestran en las Figs. 8A y 8B, el punto de deformación no es notorio para el modelo A (Fig. 8A) que no tiene estructura de refuerzo a prueba de terremoto, mientras el punto de deformación es notorio para el soporte que tiene la estructura de refuerzo a prueba de terremoto (Fig. 8B), es decir, la característica hasta la ruptura final es obviamente diferente de la Fig. 8A.

La Fig. 9 es una tabla que muestra el resultado de una prueba de carga estática, es decir, la comparación entre los resultados de la medición del desplazamiento (desplazamiento cedido x_y) hasta que la estructura de soporte cede y el desplazamiento (desplazamiento máximo x_u) hasta que la estructura de soporte se derrumba, y el factor de ductilidad μ ($= x_u/x_y$) como la relación del desplazamiento cedido sobre el desplazamiento máximo. En relación con la Fig. 9, el factor de ductilidad del modelo B con estructura de refuerzo a prueba de terremoto es aproximadamente tres veces el de la estructura (modelo A) que no tiene estructura de refuerzo (13.7/4.4 = 3.11). La relación del factor de ductilidad será denominado "relación de factor de ductilidad".

La relación de factor de ductilidad de una estructura con estructura de refuerzo a prueba de terremoto significa una magnificación de la deformación, para una estructura que no tiene estructura de refuerzo, en la cual la estructura se puede deformar

(incluyendo tanto la región elástica como la región de deformación plástica). Que la relación de factor de ductilidad se incremente a tres veces físicamente significa que se requiere una energía tres veces mayor (el área de una parte rodeada por la curva de desplazamiento de la carga) hasta que la estructura es deformada por una carga y se derrumba, es decir, la dificultad en el derrumbamiento de la estructura se incrementa hasta tres veces.

Las Figs. 8A y 8B muestran los desplazamientos obtenidos por una carga estática. Un desplazamiento por una vibración aplicada dinámicamente es menor que el desplazamiento por la prueba de carga estática. Esto es porque un momento excéntrico actúa sobre cada componente, debido a la vibración dinámicamente aplicada para generar una pérdida de deformación. Por lo tanto, al diseñar un soporte, se tiene en consideración primordialmente una carga estática.

Como se muestra en las Figs. 4 y 5, en esta incorporación, se forma una parte de amortiguación 10, que forma un vacío de aproximadamente 10 a 15 mm alrededor del componente de una columna 2a, y la parte de amortiguación 10 se llena con un llenador que tiene una fuerza de compresión alta, se expande o encoge poco, y puede absorber una deformación debido a la deformación de la flexión y, más específicamente, una placa de lámina moldeada en asfalto mastico (material amortiguador) que sirve como material de lámina para una estructura de concreto.

El llenador no se limita al material descrito anteriormente, y se puede usar cualquier otro material que elástica o plásticamente se deforme, como diversos materiales de caucho, incluyendo el caucho de aislamiento de vibración, los materiales poliméricos tales como la lámina de aluminio, la aleación de aluminio y la lámina de zinc, los materiales de aleación de metales, o los materiales tales como el asfalto que contiene petróleo o carbón.

Es decir, se puede utilizar cualquier material capaz de absorber el momento flexor de la base de la columna de acero cuando una fuerza externa actúe. Se puede usar un componente que tenga cualquier estructura o forma siempre y cuando pueda reducir bastante el momento flexor transmitido por la base de la columna al cimiento formando un vacío entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la superficie del lado inferior de la base de la columna en vez de conectarlos directamente, llenando el vacío con un llenador para reducir la fuerza de enlace de unión entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la superficie el lado inferior de la base de la columna, y permitiendo una deformación de combadura de la base de la columna de acero debido a la acción de una fuerza externa, mientras que absorbe gran parte del momento flexor en la base de la columna de acero por el llenador y la parte de concreto con cimiento de pedestal.

La parte de concreto 12 con cimiento de pedestal (Fig. 4) que tiene la parte de amortiguación 10 también funciona para evitar que el cimiento 3 sea destruido por la fuerza transmitida por el componente de una columna 2a cuando la estructura es reforzada por el concreto con cimiento de pedestal. Con esta función, se elimina la fuerza transmitida por el componente de una columna 2a al cimiento 3 a través de la parte de amortiguación 10 y la parte de concreto 12 con cimiento de pedestal. Cuando la parte de concreto 12 con cimiento de pedestal tiene esta función, la fuerza transmitida al cimiento 3 disminuye. Por lo tanto, la fuerza soportada por el cimiento 3 disminuye, y se puede evitar cualquier destrucción del cimiento 3.

<Método de análisis de Diseño de Estructura de refuerzo a prueba de terremoto Considerando la Plasticidad>

El desplazamiento característico de la carga de un soporte obviamente cambia dependiendo de la presencia o ausencia de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto (Figs. 8A y 8B). El desplazamiento cedido y el desplazamiento máximo serán

comparados a partir de los datos experimentales que se muestran en la Fig. 9. Cuando no se forma estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento cedido es de 1.38 (mm). Cuando se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento cedido es de 10.36 (mm). Es decir, el rango elástico hasta que ceda se incrementa aproximadamente 7.5 veces (=10.36/1.38).

Se comparan los desplazamientos máximos luego de la cesión. Cuando no se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento máximo es de 6.12 (mm). Cuando se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, el desplazamiento máximo es de 142 (mm). La deformación plástica hasta la ruptura de los componentes se incrementa hasta alrededor de 23.2 veces (=142/6.12). Como se describió arriba, cuando se forma una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, la región elástica y la región de deformación plástica se amplían.

En el método de diseño de análisis de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, se estima la carga máxima que puede resistir hasta la ruptura, un soporte a prueba de terremoto cuyo desempeño ha sido mejorado por el refuerzo, y se calcula una carga de diseño (carga de uso) a partir de la máxima carga.

Además, se calcula aproximadamente la carga para obtener una relación permisible de intensidad de sobrecarga entre una viga, una columna, una abrazadera, y otros similares, determinando de esta manera si los componentes seleccionados son apropiados.

Es generalmente difícil reflejar la deformación plástica y la condición de carga considerando la máxima ruptura en la etapa de diseño por sus comportamientos no lineales. En esta incorporación, se aproxima la deformación plástica como un modelo completamente elastoplástico, y se considera equivalente a la deformación elástica en la cual la energía almacenada en este modo de deformación (el trabajo hecho por la carga y el desplazamiento) exhibe un comportamiento lineal, y se utilizan como

condiciones de restricción para el diseño una condición de carga y una condición de desplazamiento bajo las cuales la energía se vuelve constante (la energía es almacenada).

A continuación se describirá un método de obtención, en una región de diseño ampliada hasta la máxima plasticidad, de la correlación entre la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) y del factor de carga (intensidad sísmica) para definir la relación de incremento de la carga hasta una carga cedente (carga que da el desplazamiento cedido), y para seleccionar los componentes (vigas, columnas y abrazaderas) de un soporte que satisfaga las condiciones requeridas de diseño.

<Proceso de Diseño de Refuerzo a Prueba de Terremoto>

La Fig. 11A es un diagrama de flujo para explicar la etapa de procesamiento del método de refuerzo a prueba de terremoto de acuerdo con esta incorporación.

<Etapa S1101>

En la etapa S1101, se determina si ya se ha hecho el cálculo estructural para un soporte de tubería.

Si no se ha ejecutado el cálculo estructural (S1101-No), el procesamiento avanza hasta las etapas S1190 y S1195 para ejecutar el cálculo estructural para el soporte de tubería y el cálculo del diseño para el cimiento del soporte.

Si ya se ha ejecutado un cálculo estructural para el soporte de la tubería (S1101-Yes), el procesamiento avanza hasta la Etapa S1103.

La Fig. 10 es un croquis de ensamblaje que muestra el arreglo esquemático de un aparato de procesamiento de información conectado a una red. La información de especificación del soporte relacionada con el cálculo estructural para el soporte de la tubería es ingresada por un dispositivo de ingreso 1007, tal como un teclado o ratón y

es almacenada en una Memoria de Acceso Aleatorio RAM 1004b y en un dispositivo de almacenamiento secundario 1004c del aparato de procesamiento de la información.

Se ejecuta un procesamiento aritmético mecánico en una CPU 1010 bajo el control de un Sistema Operativo OS 1002.

<Etapa S1103>

En la etapa S1103, se verifica la relación permisible de intensidad de sobrecarga de los componentes del soporte (vigas, columnas y abrazaderas) a partir del resultado del análisis basado en el cálculo estructural. Una base de datos de características de componentes almacenada en el dispositivo de almacenamiento secundario 1004c del aparato de procesamiento de la información ejecuta un procesamiento aritmético mecánico en una CPU 1010 bajo el control de un Sistema Operativo OS 1002.

<Etapa S1103>

En la etapa S1103, se verifica la relación permisible de intensidad de sobrecarga de los componentes del soporte (vigas, columnas y abrazaderas) a partir del resultado del análisis basado en el cálculo estructural. Una base de datos de características de componentes almacenada en el dispositivo de almacenamiento secundario 1004c del aparato de procesamiento de la información (Fig. 10) almacena todas las piezas de información única de los componentes individuales, incluyendo la forma seccional, el tamaño, el momento flexor (M), la fuerza cortante (Q), la longitud de pandeo (lb), la resistencia permisible de combadura ($f\sigma$), la resistencia cortante permisible (fs), y la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f), como se muestra en la Fig. 15. Cuando se fija la relación permisible de intensidad de sobrecarga en un rango predeterminado como referencia para la selección de los componentes, y se mira en la base de datos, se toman los componentes que caen dentro del rango fijado en la relación permisible de intensidad de sobrecarga, por ejemplo, $0.9 \leq \sigma/f \leq$ uno cero.

Este resultado se muestra en un dispositivo con pantalla 1006, tal como un tablero de visualización del aparato de procesamiento de la información. El diseñador puede seleccionar o cambiar los componentes sobre la base de la información mostrada de los componentes.

<Etapa S1104>

En la etapa S1104, se ingresa el punto de soporte de un tubo de gran diámetro para ser soportado por el soporte de tubería. Cuando se tiene en cuenta la condición de carga de la tubería para un componente de viga que sirva como punto de soporte de entrada, y la relación permisible de intensidad de sobrecarga disminuye desde el primer rango fijado en, por ejemplo, $0.8 \leq \sigma/f \leq$ uno cero, se selecciona el componente como un componente para ser reforzado por una estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

Sin embargo, el rango de la relación permisible de intensidad de sobrecarga para refuerzo a prueba de terremoto no se limita al rango anterior y puede ser fijado arbitrariamente.

<Etapa S1105>

En la etapa S1105, sobre la base de los resultados del cálculo estructural (etapas S1190 y S1195), la verificación de la relación permisible de intensidad de sobrecarga (S1103), y el ajuste del punto de soporte (S1104), se seleccionan finalmente los componentes para ser reforzados a prueba de terremoto.

<Etapa S1106>

En la etapa S1106, se ejecuta el diseño de refuerzo a prueba de terremoto para los componentes seleccionados en la etapa S1105. El factor de carga y la relación permisible de intensidad de sobrecarga que deben ser utilizados para el diseño por el refuerzo a prueba de terremoto se determinan a partir de la relación entre la relación

permisible de intensidad de sobrecarga y el factor de carga. Se ejecuta un procesamiento detallado de acuerdo con el diagrama de flujo que se muestra en la Fig. 11B. La etapa de procesamiento detallado del refuerzo a prueba de terremoto diseño será descrita con referencia al diagrama de flujo que se muestra en la Fig. 11B.

<Etapa S1201>

En la etapa S1201 de la Fig. 11B, se fija la relación de factor de ductilidad para el soporte de tubería formado a partir de los componentes seleccionados. Este parámetro es definido por la relación de factor de ductilidad = (factor de ductilidad de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto)/ (factor de ductilidad de la estructura sin estructura de refuerzo a prueba de terremoto).

La relación de factor de ductilidad es uno de los importantes parámetros utilizados para calcular el factor de seguridad para determinar el margen para una carga de diseño, es decir, el factor de carga y determinar la máxima carga en la región plástica. A continuación se describirá la relación entre el módulo estructural y la relación de factor de ductilidad.

<Módulo Estructural y Relación de factor de ductilidad>

La fuerza restauradora característica de una estructura de armazón depende de la estructura de los componentes, el método de unión del componente, la carga (P) y el desplazamiento. En cuanto a la cantidad de una deformación de plasticidad de acumulación en el momento del derrumbe de la estructura del armazón (en el momento de la pérdida de la fuerza restauradora), en un tipo completamente elastoplástico (Fig. 12A), en un tipo de deslizamiento (Fig. 12B), o en un tipo de vibración que tenga el componente de fuerza restauradora característico de los tipos completamente elastoplásticos y de deslizamiento, como los valores de respuesta positiva y negativa de deformación de plasticidad de acumulación son casi iguales, una energía de tensión plástica absorbible ${}_uW_p$ está dada por

${}_uW_p = 20Qy\delta B$

en donde δB: desplazamiento de la capa en el momento de la ruptura.

Cuando se evalúa la capacidad de deformación de la estructura del armazón utilizando una magnificación η de una deformación de plasticidad de acumulación, la ecuación (1) se expresa por:

$\eta = \delta B/\delta y$

en donde δy: desplazamiento de la capa en el momento en que cede

Un soporte real de la tubería es una estructura con casi dos capas. Por esta razón, cuando la fuerza restauradora característica de cada capa de la estructura de armazón se reemplaza por la deformación completamente elastoplástica, la cantidad de absorción de energía ${}_uW_{p1}$ de la primera capa hasta que se derrumba está dada por

${}_uW_{p1} = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times 2c_1\alpha_1{}^2\eta_1$

(3)

en donde c_1: $1/\chi_1$

χ_1: $\kappa_1/\kappa eq$

κeq: $4\pi^2M/T^2$

T: periodo Eigen de 1er orden

κ_1: constante del resorte de la primera capa

α_1: coeficiente de la fuerza cortante cedente de la primera capa

Qy: resistencia a punto cedente de la primera capa

η_1: magnificación promedio de deformación de plasticidad de acumulación de la primera capa

La relación entre ${}_uW_{p1}$ y la cantidad total ${}_uW_p$ de energía plástica de la deformación que puede ser absorbida por toda la estructura del armazón hasta que la primera capa del soporte de la tubería se derrumba está dada por

${}_uW_p = \alpha_1 \cdot {}_uW_{p1}$

como α_1 puede ser expresado como función de la distribución de fuerza, la distribución de rigidez, y la distribución de masa de cada capa de la estructura, la energía de vibración elástica puede ser aproximada por

$We = (Mg^2T^2/4\pi^2) \times (\alpha_1^2/2)$

Usando las ecuaciones (1) a (5), el coeficiente de la fuerza cortante cedente α_1 de la primera capa en el momento del derrumbamiento se obtiene mediante

$\alpha_1 = 1/(1 + 4C_{1_1})^{(1/2)} \times 2\pi VD/gT$

en donde VD: espectro de velocidad

Por lo tanto, un valor de límite inferior Qun1 de la máxima fuerza requerida en la primera capa está dado por

$Qun1 = \alpha_1 W$

En donde W: peso total de la estructura = Mg

De acuerdo con el estándar arquitectónico del Japón, la ecuación (7) puede ser rescrita así

$Qun1 = DsFesQud1$

Cuando $Qud1 = ZRtC_0W$ y $Fes = Z =$ uno cero, de las ecuaciones (7) y (8), tenemos que

$\alpha_1 = DsRtC_0$

La ecuación (9) puede ser básicamente vista como un espectro de respuesta de aceleración. La relación entre el espectro de respuesta de aceleración y un espectro de respuesta de velocidad V_D está dada por

$RtC_{0}g = (2\pi/T)V_{D}$

Cuando las ecuaciones (6) y (9) son comparadas sobre la base de la ecuación (10), se emplea finalmente un módulo estructural Ds dado por

$Ds = 1/(1 + 4C_{1_1})^{(1/2)}$

Como coeficiente de plasticidad del soporte de tubería.

Como se obtiene la relación de factor de ductilidad para un soporte de tubería en alrededor de 3.0 por medio de un examen de prueba de terremoto, este valor puede ser empleado como una magnificación de la deformación en el cálculo. Alternativamente, se puede fijar una constante arbitraria como relación de factor de ductilidad.

Como se describe en la incorporación del presente invento, el método de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza un componente de amortiguación para el componente de un cimiento de columna da una característica estructural para ampliar la región elástica y el rango de deformación plástica, y el desempeño a prueba de terremoto. Por lo tanto, la región de selección de material y de carga del diseño se pueden ampliar al compararse con la técnica anterior.

<Etapa S1202>

En la etapa S1202 de la Fig. 11B, sobre la base de la relación de factor de ductilidad fijado en la etapa S1211, se calcula un factor de carga para el diseño plástico considerando la máxima carga del soporte de tubería calculado sobre la base de la ecuación 11).

Se obtiene que la relación del factor de ductilidad del soporte es de aproximadamente 3.0 en el examen de prueba de terremoto. Cuando este valor numérico es sustituido en la ecuación (11), el módulo estructural Ds es

Ds = 0.33

El valor numérico de la ecuación (12) es el valor apropiado que cae dentro del rango permisible del módulo estructural definido por el estándar arquitectónico del Japón, que está dado por

Ds = 0.3 a 0.5

Un módulo estructural es un valor numérico determinado por la forma de una estructura en el cálculo de la fuerza de posesión de la estructura. Se diseña una fuerza de posesión para prevenir cualquier derrumbe de una estructura, incluso cuando los componentes de la estructura exceden la fuerza del punto de deformación, como en un diseño que considere la resistencia máxima. Por lo tanto, a factor de carga Ce para el diseño plástico del soporte es de alrededor de 1.3 (= 1.0 + módulo estructural Ds 0.33), es decir,

Ce = 1.3

El valor Ce tiene un significado como factor de seguridad para la carga de diseño. La carga obtenida multiplicando la carga de diseño por el factor de seguridad es la máxima carga.

<Etapa S1203>

En la etapa S1203, se ejecuta el procesamiento de obtención de la relación entre el factor de carga (intensidad sísmica) y la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f). Esta relación se obtiene en el supuesto del modelaje en el cual la relación entre la carga y la deformación plástica cuando ocurre la deformación plástica en la estructura de soporte es aproximada como un supuesto modelo completamente elastoplástico, y la energía hasta el derrumbe (trabajo que es realizado por la carga y el desplazamiento) es casi igual a la fuerza restauradora (energía) cuando el comportamiento del soporte es reemplazado como componente elástico.

Es decir, cuando una carga horizontal actúa sobre una estructura (Fig. 13A), la relación entre la fuerza horizontal X y el desplazamiento horizontal δ en esta posición pueden ser simplificados como se muestra en la Fig. 13B, en la cual el área de una fuerza restauradora elástica △OAB es igual a la de una fuerza restauradora elastoplástica □OCDE. La fuerza restauradora elastoplástica característica obtenida por el examen de prueba de terremoto corresponde a la curva OCD que se muestra en la Fig. 13B.

En la definición del estándar arquitectónico del Japón.

(1) en el cálculo de la sección de cada componente, la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) debe ser inferior que uno cero, y

(2) aunque la relación de factor de ductilidad es grande, la relación permisible de intensidad de sobrecarga nunca alcanza más de uno cero, por ejemplo, 1.3.

El diseño plástico examina si una estructura es segura contra la máxima carga, y la máxima carga se obtiene multiplicando una carga actuante por el factor de carga. Es decir, el diseño se ejecuta de manera que se fije una carga máxima multiplicando la carga de diseño (carga actuante) utilizada para la relación permisible de intensidad de sobrecarga diseño por el factor de carga (factor de seguridad), y la magnitud de la carga es igual a la carga (carga de derrumbe) del derrumbe por la estructura del armazón principal.

En la etapa S1203, se obtiene la relación entre la relación permisible de intensidad de sobrecarga y el factor de carga para cada uno de los componentes seleccionados, como se muestra en la Fig. 14.

Se causa un incremento en la carga, que corresponde a un múltiplo del factor de carga para la carga de diseño (carga actuante), porque una carga horizontal cedente P_y, que

hace el progreso en el desplazamiento (deformación) en la región plástica sea reemplazado por una carga hace el progreso de deformación elástica como una carga que se incrementa desde un punto C (P_y, δ_y) hasta un punto A (P_E, δ_E) en la Fig. 13B. Cuando se calcula la intensidad de tensión permisible para el incremento en la carga, se puede obtener una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al factor de carga.

Como se mejora la relación de factor de ductilidad por el refuerzo a prueba de terremoto, el rango de deformación elástica y el rango de deformación plástica se amplían. Por lo tanto, el rango permitido por el diseño también excede el rango elástico (punto de deformación), y el incremento en la carga en el rango plástico y en la relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga.

Sin embargo, para el incremento en la carga, el estándar arquitectónico de Japón estipula que la relación permisible de intensidad de sobrecarga no puede exceder uno cero, como ya se describió anteriormente.

Como un efecto del refuerzo a prueba de terremoto, la región permitida por el diseño se amplía. Si se conoce un factor de carga correspondiente al valor máximo (valor del límite superior) uno cero de la relación permisible de intensidad de sobrecarga para un componente seleccionado, el factor de carga puede ser especificado como la máxima carga con la cual el componente se rompe. Se vuelve posible diseñar el límite que utiliza la región permitida por el diseño en un máximo.

<Etapa S1204>

En la etapa S1204, sobre la base de la relación entre el factor de carga y la relación permisible de intensidad de sobrecarga obtenida en la etapa S1203 (Fig. 14), se

determina la carga de diseño, y se determina si cada componente seleccionado es apropiado.

(1) Con referencia al valor del límite superior de uno cero de la relación permisible de intensidad de sobrecarga de un componente seleccionado, se especifica un factor de carga correspondiente a éste. Cuando se especifica la máxima carga, se puede obtener la carga de diseño, y se puede determinar si una condición de carga que actúa en un punto de soporte de una tubería y otros similares son apropiados.

Por ejemplo, se examinará el componente de abrazadera de la Fig. 14. El factor de carga de la relación permisible de intensidad de sobrecarga de uno cero es de aproximadamente 1.57. En este caso, la carga se incrementa en aproximadamente 57% para el factor de referencia de carga de uno cero (carga de diseño). Cuando se aplica una carga mayor, el componente de la abrazadera se derrumba (se tuerce). La carga obtenida multiplicando la carga de diseño (carga actuante) por el factor de seguridad es la máxima carga. Por lo tanto, cuando se puede obtener el factor de carga (factor de seguridad), se puede conseguir cuantitativamente la carga permisible del diseño.

La relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de la viga para el factor de carga de 1.57 es 0.94 a partir de la relación que se muestra en la Fig. 14. Similarmente, la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de una columna es de 0.9. Ambas relaciones permisibles de intensidad de sobrecarga son menores que uno cero y tienen márgenes.

Por una parte, un factor de carga en el cual la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de la viga se vuelve uno cero es de aproximadamente 1.68. Para el componente de una columna, incluso cuando el factor de carga excede

1.70, la relación permisible de intensidad de sobrecarga es todavía menor que uno cero y tiene un margen.

En el soporte de tubería que incluye vigas, columnas y abrazaderas como componentes, aun cuando las abrazaderas se tuercen a una carga correspondiente a un factor de carga de 1.57, el componente de una columna no alcanza todavía la máxima carga, y la estructura de soporte es todavía fuerte.

De las máximas cargas especificadas para la pluralidad de tipos de componentes del soporte de tubería, se especifica el valor mínimo como máxima carga de la estructura.

Sin embargo, si las máximas cargas de los componentes principales del soporte de tubería son mayores que la máxima carga de un elemento de refuerzo tal como un componente de abrazadera, se especifica la carga máxima mínima de los componentes principales como la máxima carga de la estructura del soporte.

(2) A la inversa, el hecho de que un componente seleccionado caiga dentro del rango de una relación predeterminada permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) puede determinarse con referencia al factor de carga.

Por ejemplo, se examinará el componente de una columna que se muestra en la Fig. 14. Cuando el factor de carga es de 1.5 (el incremento en la carga es de 50%), la relación permisible de intensidad de sobrecarga (σ/f) del componente de una columna es de 0.88. Es decir, incluso cuando se estima un incremento en la carga de 50%, la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente de una columna es menor que uno cero (valor del límite superior) y tiene un margen. Si el valor de 0.88 cae dentro del rango de la relación permisible de intensidad de sobrecarga dada como el grado de libertad del diseño, este componente de una columna satisface la condición del diseño.

Si un componente no es apropiado para la condición de diseño, el procesamiento vuelve a las etapas S1103 y 1104 para seleccionar componentes y reestablecer las condiciones tales como la condición de carga (S1103 y S1104).

Cuando se especifica la máxima carga, y si cada material seleccionado es apropiado y está determinado, como se describió arriba, el procesamiento avanza a la Etapa S1107 en la Fig. 11A.

<Etapa S1107>

En la etapa S1107 de la Fig. 11A, se mide la información de la variación de cada componente, tal como una inclinación o una curva de cada componente del refuerzo a prueba de terremoto, y se procesa el resultado.

<Etapa S1108>

En la etapa S1108, se crean dibujos del soporte de tubería.

<Etapa S1109>

En la etapa S1109, se ejecuta el procesamiento de la planeación para el trabajo del refuerzo a prueba de terremoto.

<Etapas S1110 y S1111>

En la etapa S1110, se verifica la resistencia del diseño que es generada en el cimiento de acuerdo con el cálculo del diseño del cimiento (Etapa S1195). En la etapa S1111, se selecciona un cimiento en el cual se genera una resistencia predeterminada como refuerzo al objetivo de la prueba de terremoto.

<Etapa S1112>

En la etapa S1112, se diseña el refuerzo a prueba de terremoto para la parte del cimiento seleccionado en la etapa S1111. Como método de refuerzo a prueba de terremoto, se determina el tamaño de un componente de refuerzo para el método descrito con referencia a las Figs. 4 y 5.

Como método de análisis de diseño, se puede utilizar un componente que tenga cualquier estructura o cualquier forma, siempre y cuando pueda reducir bastante el momento flexor transmitido desde la base de la columna hasta el cimiento, formando un vacío entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la base de la columna en vez de conectarlos directamente entre sí, llenando el vacío con un llenador para reducir la fuerza de enlace de interfaz entre la parte de concreto con cimiento de pedestal y la superficie del lado inferior de la base de la columna, y permitiendo una deformación de combadura de la base de la columna de acero debido a la acción de una fuerza externa mientras que gran parte del momento flexor en la base de la columna de acero son absorbidos por el llenador y la parte de concreto con cimiento de pedestal.

El material del llenador no se limita al caucho aislante de la vibración; se puede usar cualquier otro material que se deforme elástica o plásticamente, como los diversos materiales de caucho, los materiales poliméricos tales como la resina epoxídica, los materiales de metal tales como lámina de aluminio, aleación de aluminio y la lámina de zinc, los materiales de aleación de metales, o los materiales tales como asfalto que contengan petróleo o carbón. Es decir, se pueden usar un material que pueda absorber el momento flexor de la base de la columna de acero cuando una fuerza externa actúe.

El vacío puede ser dejado como un espacio, en vez de llenarlo con un llenador. En este caso, el efecto por absorber el momento flexor de la base de la columna de acero cuando una fuerza externa actúa en la parte del espacio del vacío disminuye. Sin embargo, cuando se compara con el caso en donde el vacío es llenado con un llenador, el rango permisible de la deformación de combadura de la base de la columna de acero, que es generado de acuerdo con la acción de una fuerza externa, puede ser ampliado usando la parte del espacio del vacío. Como resultado, el momento flexor generado en la base de la columna de acero y transmitido desde la base de la columna al cimiento se reduce por la parte del espacio del vacío. Con los dos efectos

anteriormente descritos, se puede esperar el mismo efecto que en el caso en el cual se llena el vacío con un llenador, incluso cuando se deja el vacío es como un espacio.

<Etapa S1113>

En la etapa S1113, se ejecuta el procesamiento de la generación de dibujos para el diseño de refuerzo que se hace en la etapa S1112.

El procesamiento del diagrama de flujo que se muestra en las Figs. 11A y 11B es ejecutado por la CPU 1010 bajo el control del Sistema Operativo OS 1002 en el aparato de procesamiento de la información que se muestra en la Fig. 10. La base de datos de características de los componentes que se consulta al verificar la relación permisible de intensidad de sobrecarga de cada componente (Etapa S1103) puede ser almacenada en el dispositivo de almacenamiento secundario 1004c tal como el disco duro en un aparato de procesamiento de información 1001 o en una memoria ROM 1004a. Alternativamente, se pueden transmitir o recibir datos desde o hasta otro aparato de procesamiento de información conectado a la red (1005), y se pueden usar apropiadamente datos actualizados.

En esta incorporación, se puede obtener la verdadera resistencia de un soporte de tubería de acuerdo con una relación cuantitativamente obtenida de factor de ductilidad, y se puede clarificar el grado de una fuerza externa que puede ser cubierta. Cuando el diseño a prueba de terremotos es hecho utilizando la relación de factor de ductilidad, se pueden seleccionar los componentes óptimos.

El objeto del presente invento también se puede lograr suministrando un medio de almacenamiento que almacene códigos de programas de software para implementar las funciones de la incorporación descrita anteriormente en un sistema o aparato y haciendo que ordenador (de una CPU o MPU) del sistema o aparato lea y ejecute los códigos del programa almacenados en el medio de almacenamiento.

En este caso, los códigos del programa leídos en el medio de almacenamiento implementan la nueva función del presente invento por sí mismos, y el medio de almacenamiento que almacena los códigos del programa constituyen el presente invento. Como medio de almacenamiento para suministrar los códigos del programa, se pueden utilizar, por ejemplo, un disquete, un disco duro, un disco óptico, un disco magnetoóptico, DVD, CD-ROM, cinta magnética, tarjeta de memoria no volátil, ROM, EEPROM u otros similares.

Las funciones de la incorporación descrita anteriormente se implementan no solo cuando los códigos de lectura del programa son ejecutados por el computador sino también cuando el sistema operativo (OS) que se ejecuta en el computador realiza parte o todo el procesamiento real sobre la base de las instrucciones de los códigos del programa. Las funciones de la incorporación descrita anteriormente también se implementan cuando los códigos de programa leídos en el medio de almacenamiento son escritos en la memoria o en una tarjeta de expansión de función insertada en el computador de una unidad de expansión de función conectada al computador, y la CPU de la tarjeta de expansión de función o la unidad de expansión de función realiza parte o todo el procesamiento real sobre la base de las instrucciones de los códigos del programa.

Como se describió anteriormente, de acuerdo con el refuerzo a prueba de terremoto que utiliza concreto con cimiento de pedestal para un componente de una columna situada en un componente de un cimiento, se suministra una parte de amortiguación entre la base y el componente de concreto con cimiento de pedestal. Como se puede reducir el momento flexor generado en la base por una fuerza externa con la parte de amortiguación de manera que sea difícilmente transmitida al cimiento, se puede reducir el momento flexor que toma el componente del cimiento toma como parte. Por lo tanto, cuando se compara con una estructura antes del refuerzo a prueba de terremoto, se

puede mejorar la relación de factor de ductilidad, y se puede ampliar la región permitida por el diseño ampliando el rango elástico y el rango de deformación plástica del componente.

En el método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto que utiliza refuerzo a prueba de terremoto, la máxima carga de un soporte de tubería puede ser especificada a partir de la relación entre el factor de carga y la relación permisible de intensidad de sobrecarga.

Cuando se hace un diseño de prueba de terremoto utilizando la relación de factor de ductilidad, se pueden seleccionar los componentes de acuerdo con la capacidad de la prueba de terremoto.

Como se pueden hacer muchas incorporaciones aparentemente muy diferentes del presente invento sin salirse del espíritu y el alcance de ésta, debe entenderse que el invento no está limitado a las incorporaciones específicas de éste, excepto como se define en las reivindicaciones anexas.

REIVINDICACIONES:

1. Un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizado por comprender:

   La etapa de selección (S1103) de seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

   La etapa de fijación de la relación de factor de ductilidad (S1104, S1105, S1201) de fijación de una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

   La etapa de cálculo del factor de carga (S1202) de calcular un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación fijada de factor de ductilidad;

   La etapa de cálculo (S1203) de calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

   la etapa de especificación (S1204, S1106) de, cuando se define la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo, especificar el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad como una carga máxima en la cual el componente seleccionado se derrumba.

2. El análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que el valor máximo de la relación permisible de intensidad de sobrecarga es de uno cero.

3. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que la relación de factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto, que tiene una parte de amortiguación arreglada entre una base de un componente de una columna y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento

de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto, es no menor que 3.0.

4. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que en la etapa de selección, una carga de un objeto soportado por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es utilizada como una condición para la selección de componentes.
5. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que en la etapa de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada a partir de una pluralidad de tipos de componentes, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y se especifica una mínima carga máxima de las máximas cargas como la máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.
6. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 1, que se caracteriza por que en la etapa de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada a partir de un componente principal y un componente de refuerzo para reforzar el componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y cuando la máxima carga del componente principal es mayor que la del componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como la máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.
7. El método de análisis de acuerdo con la reivindicación 6, que se caracteriza por que componente principal comprende una viga o un componente de una columna, y el componente de refuerzo comprende un componente de abrazadera.

8. Un medio de almacenamiento que almacena un módulo de programa para hacer que un computador ejecute un método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizado por comprender:

Un módulo de selección (S1103, 102, 101) para seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

Un módulo de ajuste de la relación de factor de ductilidad (S1104, S1105, S1201, 1002, 1010) para fijar una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

Un módulo de cálculo de factor de carga (S1202, 1002, 1010) para calcular un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación fijada de factor de ductilidad;

Un módulo de cálculo (S1203, 1002, 1010) para calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

Una etapa de especificación (S1204, S1106, 1002, 1010) para, cuando se define la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo, especificar el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad como una carga máxima en la cual el componente seleccionado se derrumba.

9. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que el valor máximo de la relación permisible de intensidad de sobrecarga es de uno cero.

10. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que la relación de factor de ductilidad en el refuerzo a prueba de terremoto que tiene

una parte de amortiguación arreglada entre una base de un componente de una columna y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal en la estructura de refuerzo a prueba de terremoto es no menor que 3.0.

11. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que en el módulo de selección, el procesamiento de la selección del componente es ejecutado utilizando una carga de un objeto soportado por la estructura de refuerzo a prueba de terremoto como una condición para la selección del componente.

12. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, caracterizado por que en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada por una pluralidad de tipos de componentes, se comparan las cargas máximas especificadas para los componentes respectivos, y se especifica una mínima carga máxima de las máximas cargas como la máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

13. El medio de acuerdo con la reivindicación 8, que se caracteriza por que en el módulo de especificación, para una estructura de refuerzo a prueba de terremoto formada a partir de un componente principal y un componente de refuerzo para reforzar el componente principal, se comparan las cargas máximas especificadas para los respectivos componentes, y cuando la máxima carga del componente principal es mayor que la del componente de refuerzo, se especifica la máxima carga del componente principal como máxima carga de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto.

14. A método de análisis de diseño de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto, caracterizado por comprender las etapas de:

Diseño de componentes seleccionados sobre la base de una máxima carga especificada por un método de análisis de diseño (S1101, S1190, S1195, S1107, S1108); y

Diseño de refuerzo a prueba de terremoto mediante el suministro de una parte de amortiguación entre una base de un componente de una columna de los componentes seleccionados diseñados y un componente de refuerzo que utiliza concreto con cimiento de pedestal, que refuerza la base (S1110, S1111, S1112, S1113),

En donde el método de análisis de diseño de especificación de la máxima carga comprende:

La etapa de selección (S1103) de seleccionar un componente de la estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a una relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente;

La etapa de fijación de la relación de factor de ductilidad (S1104, S1105, S1201) de fijación de una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado;

La etapa de cálculo del factor de carga (S1202) de calcula un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa sobre el componente seleccionado, sobre la base de la relación fijada del factor de ductilidad;

La etapa de cálculo (S1203) de calcular una relación permisible de intensidad de sobrecarga correspondiente al incremento en la carga en el rango de plasticidad; y

La etapa de especificación (S1204, S1106) de, cuando se define la relación calculada permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo,

especificar el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad como carga máxima en la cual el componente seleccionado se derrumba.

RESUMEN

Se selecciona un componente de una estructura de refuerzo a prueba de terremoto con referencia a la relación permisible de intensidad de sobrecarga del componente, se fija una relación de factor de ductilidad permisible como una magnificación de la deformación por el refuerzo a prueba de terremoto del componente seleccionado, se calcula un incremento en la carga en un rango de plasticidad, que actúa en el componente seleccionado, sobre la base de la relación de factor de ductilidad que se fijó, y se obtiene una correspondiente relación permisible de intensidad de sobrecarga. Cuando se define la relación obtenida permisible de intensidad de sobrecarga como un valor máximo de uno cero, el correspondiente incremento en la carga en el rango de plasticidad es especificado como una máxima carga en la cual el componente seleccionado se derrumba.

SUPERINDUSTRIA Y COMERCIO
Radicacion : 01100381 [illegible]
Fecha (AAAA) 2001-12-18 16:00:23 Folios: 234
Tramite 032 PATENTES D 1 REGISTRO/ 411 PRESENTAC
Dependencia 2020 DIVISION DE NUEVAS CREACIONES

235
231

Industria y Comercio
SUPERINTENDENCIA

REQUISITOS NECESARIOS PARA PRESENTACIÓN Y AGILIZACIÓN DEL TRAMITE

	USUARIO	RADICADOR
PATENTE DE INVENCIÓN [✓] MODELO DE UTILIDAD	[ ]	[✓]
• Indicación de que se solicita la concesión de una patente	[ ]	[✓]
• Datos de identificación del solicitante o de la persona que presenta la solicitud	[ ]	[✓]
• Descripción de la invención	[ ]	[✓]
• Dibujos de ser estos pertinentes	[ ]	[✓]
• Comprobante de Pago de las tasas establecidas	[ ]	[✓]
COMPLETA [✓] INCOMPLETA	[ ]	[ ]
DISEÑO INDUSTRIAL [ ]		
• Indicación de que se solicita el registro de Diseño Industrial	[ ]	[ ]
• Datos de identificación del solicitante o de la persona que presenta la solicitud	[ ]	[ ]
• Representación gráfica y fotográfica del Diseño Industrial o muestra del material que incorpora el diseño	[ ]	[ ]
• Comprobante de pago de las tasas establecidas	[ ]	[ ]
COMPLETA [ ] INCOMPLETA	[ ]	[ ]
ESQUEMA DE TRAZADO [ ]		
• Indicación de que se solicita el registro de un Esquema de trazado	[ ]	[ ]
• Datos de identificación del solicitante o de la persona que presenta la solicitud	[ ]	[ ]
• Representación gráfica del esquema de trazado	[ ]	[ ]
• Comprobante de pago de las tasas establecidas	[ ]	[ ]
COMPLETA [ ] INCOMPLETA	[ ]	[ ]

Firma Responsable

Fecha _____

SUPERINTENDENCIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO

232

Folio 236

2020
Bogotá, D. C.

Doctor(a)
HUMBERTO RUBIO CAMACHO

Oficio No. 08951

REFERENCIA:

Radicación	01-108301
Trámite	002
Evento	001
Actuación	430
Folios	001

Como resultado del examen de forma, realizado con fundamento en el artículo 38 de la Decisión 486 de la Comisión de la Comunidad Andina, se le comunica que:

- Indicar el lugar de constitución de las sociedades solicitantes (Art. 27-c, D 486/00).

- Debe allegar copia del documento en que consta la cesión del derecho a la patente otorgado por los inventores a los solicitantes o a sus causantes (art. 26-k,Dec 486/2000).

- Debe allegar el poder otorgado al abogado que aparece en la solicitud como apoderado de los solicitantes, con el lleno de los requisitos exigidos en el Código de Procedimiento Civil. Adicionalmente, deberá presentar el documento que acredita la existencia y representación legal de las sociedades solicitantes.

- Se sugiere que para próximas actuaciones ante esta entidad sean utilizados los formatos establecidos en la circular única

En cumplimiento del artículo 39 de la Decisión 486, en concordancia con el artículo 85 de la misma decisión, se le requiere para que dentro del término de dos (2) meses siguientes a la fecha de notificación del presente oficio, complete los requisitos anteriormente enunciados. En caso de no dar cumplimiento al presente requerimiento, la solicitud se considerará abandonada y perderá su prelación.

Notifíquese el presente oficio conforme a lo dispuesto en el artículo 8 de la Resolución 210 del 15 de enero del 2001.

ALIX CARMENZA CESPEDES DE VERGEL
Jefe de la División de Nuevas Creaciones

El anterior requerimiento fue notificado por fijación en lista de fecha 28 FEB. 2002

202027

Carrera 13 N° 27-00 Pisos 5° y 10°
Conmutador 334 1221-2-3-4
Fax 281 3125
Santafé de Bogotá, D.C. - Colombia